

Hary Christady Hardiyatmo

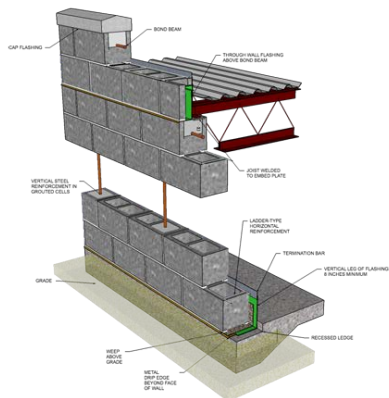
TEKNIK FONDASI 2

*Cetakan ke-4
2008*

TEKNIK FONDASI II

Edisi ke-4

Hary Christady Hardiyatmo



***Untuk
ayah,
ibu,
isteri
anak,
dan
persembahkan buat
bangsa dan Negaraku,
Indonesia***

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	iii
BAB I. TURAP	1
1.1 Pendahuluan	1
1.2 Tipe-tipe Turap	1
1.2.1 Turap Kayu	1
1.2.2 Turap Beton	1
1.2.3 Turap Baja	2
1.3 Tipe-tipe Dinding Turap	3
1.3.1 Dinding Turap Kantilever.....	3
1.3.2 Dinding Turap Diangker.....	3
1.3.3 Dinding Turap dengan Landasan (<i>Platform</i>).....	4
1.3.4 Bendungan Elak Seluler	4
1.4 Gaya-gaya Lateral pada Dinding Turap	4
1.4.1 Gaya Lateral akibat Tekanan Tanah.....	6
1.4.2 Gaya-gaya Lateral akibat Tekanan Air	6
1.5 Perancangan Dinding Turap.....	7
1.5.1 Prinsip Umum Perancangan Turap Kantilever.....	7
1.5.1.1 Turap Kantilever pada Tanah Granuler.....	8
1.5.1.2 Turap Kantilever pada Tanah Kohesif.....	12
1.5.2 Dinding Turap Diangker.....	27
1.5.2.1 Metode Ujung Bebas	28
1.5.2.2 Metode Ujung Tetap	36
1.6 Cara-cara Mengurangi Tekanan Tanah	38
1.7 Perancangan Blok Angker.....	39
1.7.1 Blok Angker Memanjang di Dekat Permukaan Tanah	39
1.7.2 Blok Angker Pendek di Dekat Permukaan Tanah	40
1.7.3 Blok Angker pada Kedalaman Besar.....	41
1.8 Letak Angker.....	41
1.9 Batang Pengikat dan Balok Horisontal	42

BAB II. FONDASI TIANG	61
2.1 Pendahuluan	49
2.1.1 Tiang Kayu.....	63
2.1.2 Tiang Beton Pracetak	63
2.1.3 Tiang Beton Cetak di Tempat.....	64
2.1.4 Tiang Bor.....	67
2.1.5 Tiang Baja Profil	68
2.1.6 Tiang Komposit.....	68
2.2 Tiang Dukung Ujung dan Tiang Gesek.....	68
2.3 Kelakuan Tiang selama Pembebanan.....	69
2.4 Pengaruh Pekerjaan Pemasangan Tiang.....	70
2.4.1 Pengaruh Pemancangan Tiang	71
2.4.2 Pengaruh Pemasangan Tiang Bor.....	74
2.5 Hitungan Kapasitas Tiang	75
2.5.1 Kapasitas Ultimit Cara Statis.....	76
2.5.2 Kapasitas Tiang dalam Tanah Granuler	78
2.5.3 Kapasitas Tiang dalam Tanah Kohesif.....	101
2.5.3.1 Kapasitas Tiang Pancang.....	101
2.5.3.2 Kapasitas Tiang Bor Cetak di Tempat dalam Tanah Lempung.....	108
2.5.4 Kapasitas Tiang pada Kondisi Terdrainase (Drained).....	111
2.5.5 Kapasitas Tiang dalam Tanah $c - \phi$	112
2.5.6 Kapasitas Tiang dari Uji Kerucut Statis (Sondir).....	113
2.5.7 Kapasitas Tiang dari Uji Penetrasi Standar (SPT).....	117
2.6 Faktor Aman.....	118
2.7 Kapasitas Tiang dari Rumus Dinamis.....	123
2.7.1 Alat Pancang tiang	124
2.7.2 Rumus Pancang.....	127
2.7.3 Pemilihan Pemukul Tiang	135
2.7.4 Catatan Pemancangan Tiang (<i>Pile Driving Record</i>)	137
2.7.5 Penyemprotan Air (<i>Water Jetting</i>)	137
2.8 Kapasitas Kelompok Tiang	138
2.8.1 Kapasitas Kelompok dan Efisiensi Tiang dalam Tanah Kohesif.....	140
2.8.2 Kapasitas Kelompok dan Efisiensi Tiang dalam Tanah Granuler	148

2.8.3 Petunjuk Hitungan Perancangan Kelompok Tiang	150
2.9 Gesek dinding negatif.....	153
2.9.1 Tiang Tunggal	155
2.9.2 Kelompok Tiang	158
2.10 Penurunan Tiang	165
2.10.1 Penurunan Tiang Tunggal	165
2.10.2 Penurunan Kelompok Tiang	171
2.11 Jarak Tiang-tiang	192
2.12 Perancangan Pelat Penutup Tiang (Pile Cap).....	194
2.13 Tiang Menahan Gaya Tarik ke Atas	199
2.13.1 Tiang Tunggal	200
2.13.2 Kelompok Tiang	203
2.14 Tiang Mendukung Beban Lateral.....	204
2.14.1 Tiang Ujung Jepit dan Tiang Ujung Bebas	205
2.14.2 Gaya Lateral Ijin	205
2.14.3 Hitungan Tahanan Beban Lateral Ultimit	207
2.14.3.1 Hitungan Cara Konvensional	209
2.14.3.2 Metode Brinch Hansen dan Broms.....	212
2.14.3.3 Beban Kritis Tiang Menonjol	226
2.14.4 Defleksi Tiang Vertikal	227
2.14.4.1 Metode Konvensional	227
2.14.4.2 Metode Broms	228
2.14.4.3 Metode $p-y$	233
2.14.4.4 Metode Evans dan Duncan	237
2.14.5 Tiang Miring	253
2.15 Pengujian Tiang	272
2.15.1 Letak Titik Pengujian	273
2.15.2 Sistem Pembebanan	274
2.15.3 Pengukuran Penurunan	275
2.15.4 Macam-macam Pengujian	276
2.15.4.1 Uji Beban Desak	276
2.15.4.2 Uji Beban Lateral.....	287
2.15.4.3 Uji Tarik	288
2.16 Kekuatan Bahan Tiang	289
2.17 Ikatan Tiang-tiang dengan Pelat Penutup Tiang	291

BAB III. KAISON	293
3.1 Pendahuluan	293
3.2 Kaison Bor	293
3.2.1 Struktur Kaison Bor	295
3.2.2 Kapasitas Dukung	296
3.2.3 Penurunan	300
3.2.4 Tahanan Gesek Dinding Kaison	301
3.2.5 Gaya Momen	301
3.2.6 Gaya Horisontal	301
3.2.7 Pemeriksaan pada Pekerjaan Pelaksanaan	302
3.2.8 Perencanaan Kaison Bor	302
3.3 Kaison	305
3.3.1 Kaison Terbuka	306
3.3.2 Kaison Pneumatik	307
3.3.3 Kaison Apung	308
3.3.4 Perancangan Kaison	310
3.3.4.1 Kapasitas Dukung	310
3.3.4.2 Gesekan Dinding	310
3.3.4.3 Pembebanan	311
3.3.5 Beton Penutup Dasar	312
3.3.6 Tepi Pemotong	313
3.3.7 Penyemprotan pada Pemasangan	313
3.3.8 Penyimpangan Posisi Kaison	313
DAFTAR PUSTAKA	315

TURAP

1.1 Pendahuluan

Dinding turap adalah dinding vertikal relatif tipis yang berfungsi kecuali untuk menahan tanah juga berfungsi untuk menahan masuknya air ke dalam lubang galian. karena pemasangan yang mudah dan biaya pelaksanaan yang relatif murah, turap banyak digunakan pada pekerjaan-pekerjaan, seperti: penahan tebing galian sementara, bangunan-bangunan di pelabuhan, dinding penahan tanah, bendungan elak dan lain lain. Dinding turap tidak cocok untuk menahan tanah timbunan yang sangat tinggi karena akan memerlukan luas tampang bahan turap yang besar. Selain itu, dinding turap juga tidak cocok digunakan pada tanah yang mengandung banyak batuan-batuan, karena menyulitkan pemancangan.

1.2 Tipe-tipe Turap

Tipe turap dapat dibedakan menurut bahan yang digunakan. Bahan turap tersebut bermacam-macam, contohnya: kayu, beton bertulang, dan baja.

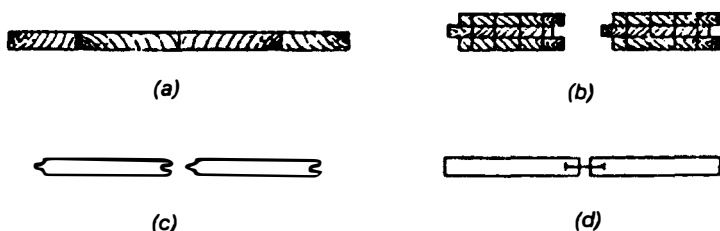
1.2.1 Turap Kayu

Turap kayu digunakan untuk dinding penahan tanah yang tidak begitu tinggi, karena tidak kuat menahan beban-beban lateral yang besar. Turap ini tidak cocok digunakan pada tanah berkerikil, karena turap cenderung pecah bila dipancang. Bila turap kayu digunakan untuk bangunan permanen yang berada di atas muka air, maka perlu diberikan lapisan pelindung agar tidak mudah lapuk. Turap kayu banyak digunakan pada pekerjaan-pekerjaan sementara, misalnya untuk penahan tebing galian. Bentuk-bentuk susunan turap kayu dapat dilihat pada **Gambar 1.1**

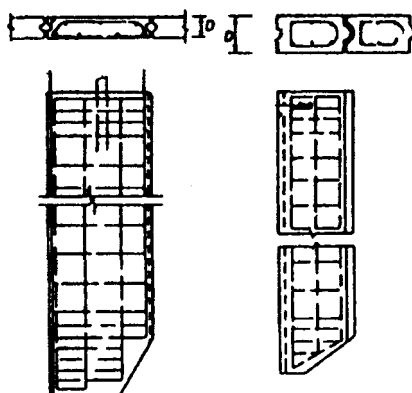
1.2.2 Turap Beton

Turap beton merupakan balok-balok beton yang telah dicetak sebelum dipasang dengan bentuk tertentu. Balok-balok turap dibuat saling mengkait satu sama lain (**Gambar 1.2**). Masing-masing balok, kecuali dirancang kuat

menahan beban-beban yang bekerja pada turap, juga terhadap beban-beban yang akan bekerja pada waktu pengangkatannya. Ujung bawah turap biasanya dibentuk meruncing untuk memudahkan pemancangan.



Gambar 1.1 Turap kayu.

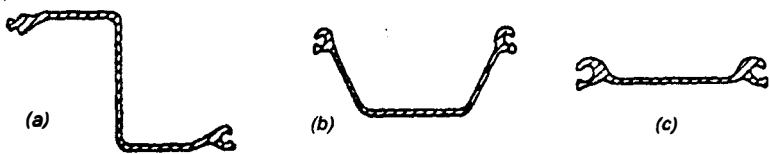


Gambar 1.2 Turap beton.

1.2.3 Turap Baja

Turap baja (**Gambar 1.3**) sangat umum digunakan, karena lebih menguntungkan dan mudah penanganannya. Keuntungan-keuntungannya antara lain:

1. Turap baja kuat menahan gaya-gaya benturan pada saat pemancangan.
2. Bahan turap relatif tidak begitu berat.
3. Turap dapat digunakan berulang-ulang.
4. Turap baja mempunyai keawetan yang tinggi.
5. Penyambungan mudah, bila kedalaman turap besar.



Gambar 1.3 Tampang turap baja.

1.3 Tipe-tipe Dinding Turap

Terdapat 4 tipe dinding turap yaitu:

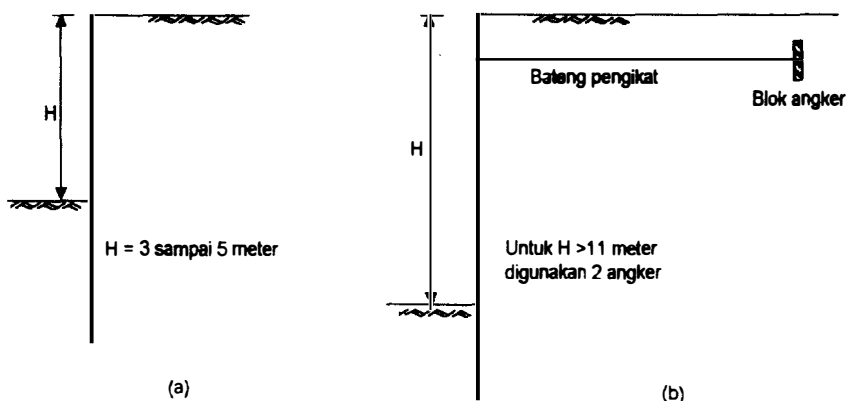
1. Dinding turap kantilever.
2. Dinding turap diangker.
3. Dinding turap dengan landasan/panggung (*platform*) yang didukung tiang-tiang.
4. Bendungan elak seluler (*cellular cofferdam*).

1.3.1 Dinding Turap Kantilever

Dinding turap kantilever (**Gambar 1.4a**) merupakan turap yang dalam menahan beban lateral mengandalkan tahanan tanah di depan dinding. Defleksi lateral yang terjadi relatif besar pada pemakaian turap kantilever. Karena luas tampang bahan turap yang dibutuhkan bertambah besar dengan ketinggian tanah yang ditahan (akibat momen lentur yang timbul), turap kantilever hanya cocok untuk menahan tanah dengan ketinggian sedang.

1.3.2 Dinding Turap Diangker

Dinding turap diangker cocok untuk menahan tebing galian yang dalam, tetapi masih juga bergantung pada kondisi tanah (**Gambar 1.4b**). Dinding turap ini menahan beban lateral dengan mengandalkan tahanan tanah pada bagian turap yang terpancang ke dalam tanah dengan di bantu oleh angker yang dipasang pada bagian atasnya. Kedalaman turap menembus tanah bergantung pada besarnya tekanan tanah. Untuk dinding turap yang tinggi, diperlukan turap baja dengan kekuatan tinggi. Stabilitas dan tegangan-tegangan pada turap yang diangker bergantung pada banyak faktor, misalnya kekakuan relatif bahan turap, kedalaman penetrasi turap, kemudah-mampatan tanah, kuat geser tanah, keluluhan angker dan lain-lainnya.



Gambar 1.4 (a) Dir.ding turap kantilever.
(b) Dinding turap diangker.

1.3.3 Dinding Turap dengan Landasan (Platform)

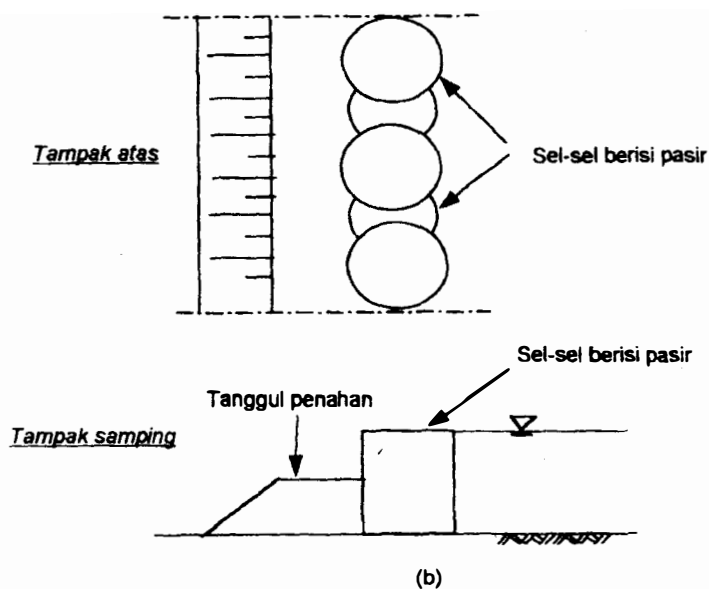
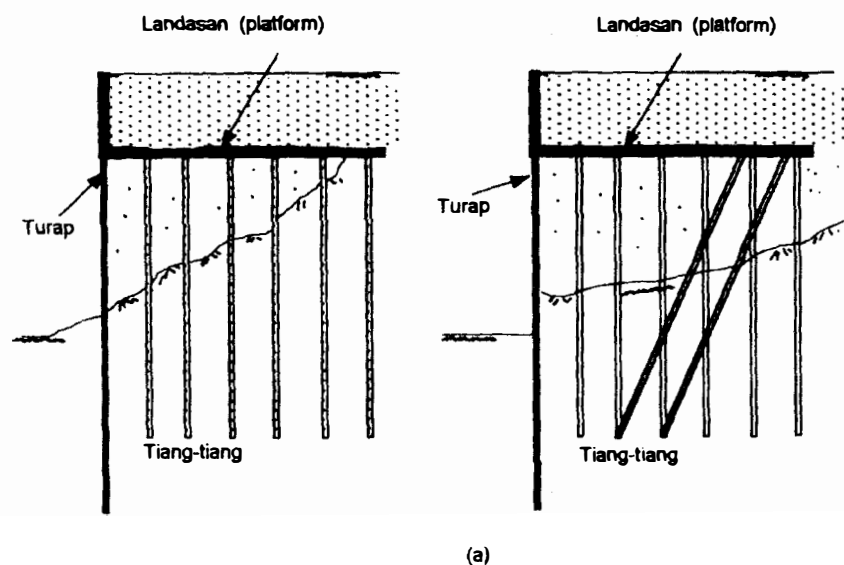
Dinding turap semacam ini dalam menahan tekanan tanah lateral dibantu oleh tiang-tiang, dimana di atas tiang-tiang tersebut dibuat landasan untuk meletakkan bangunan tertentu (**Gambar 1.5a**). Tiang-tiang pendukung landasan juga berfungsi untuk mengurangi beban lateral pada turap. Dinding turap ini dibuat bila di dekat lokasi dinding turap direncanakan akan dibangun jalan kereta api, mesin derek, atau bangunan-bangunan berat lainnya.

1.3.4 Bendungan Elak Seluler

Bendungan elak seluler (*cellular cofferdam*) merupakan turap yang berbentuk sel-sel yang diisi dengan pasir (**Gambar 1.5b**). Dinding ini menahan tekanan tanah dengan mengandalkan beratnya sendiri.

1.4 Gaya-gaya Lateral pada Dinding Turap

Gaya-gaya lateral yang bekerja pada dinding turap meliputi tekanan tanah aktif dan pasif, beban terbagi rata di atas permukaan timbunan, ketidakseimbangan muka air tanah di kedua sisi turap, gaya gempa, gaya benturan gelombang, gaya tarik kapal dan lain-lainnya.



Gambar 1.5 (a) Dinding turap dengan landasan yang didukung tiang-tiang.
(b) Bendungan elak selular.

1.4.1 Gaya Lateral akibat Tekanan Tanah

Pada hitungan dinding penahan tanah yang umum, analisis didasarkan pada anggapan bahwa dinding bergerak secara lateral dengan cara menggeser atau berotasi terhadap kaki dinding, sedemikian hingga kuat geser tanah di belakang dinding sepenuhnya termobilisasi. Dalam kondisi ini, tekanan tanah lateral memenuhi teori-teori Rankine atau Coulomb.

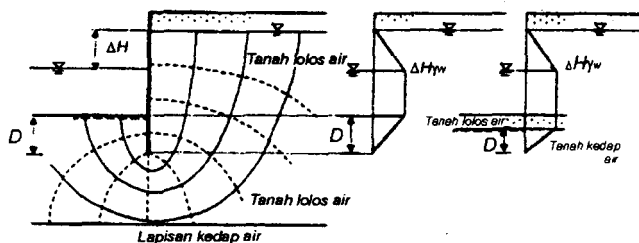
Gaya-gaya lateral akibat tekanan tanah yang bekerja pada dinding turap sebenarnya tidak dapat dihitung secara langsung dengan teori-teori Rankine maupun Coulomb. Hal ini, disebabkan karena dinding turap bersifat lebih fleksibel, sehingga kekakuan deformasi atau kelulutan struktur yang terjadi tidak sama dengan kelulutan dinding penahan tanah pada umumnya.

1.4.2 Gaya-gaya Lateral akibat Tekanan Air

Kondisi ketidakseimbangan tekanan air di depan dan di belakang dinding terjadi pada dinding turap yang dibangun untuk bangunan-bangunan yang tergenang air. Kondisi ketidakseimbangan tekanan, umumnya terjadi saat air di depan dinding turap surut (**Gambar 1.6**). Tekanan lateral pada turap mencapai maksimum bila muka air di depan turap pada kedudukan paling rendah. Kondisi lain dapat pula terjadi bila hujan lebat, muka air tanah di belakang dinding menjadi lebih tinggi daripada muka air di depannya, sehingga menimbulkan tambahan tekanan pada dinding turap. Pengaliran air dari belakang dinding menuju ke depan, menimbulkan pengurangan tekanan tanah efektif pada tanah di depan dinding, dengan demikian mereduksi tekanan tanah pasif. Oleh sebab itu, evaluasi stabilitas turap akibat ketidakseimbangan tekanan air tersebut sangat perlu dilakukan.

Kecepatan penurunan muka air di belakang dinding bergantung pada jenis tanah urug yang digunakan. Jika tanah urug berupa pasir kasar atau kerikil, kondisi perbedaan muka air di depan dan belakang dinding saat terjadinya penurunan muka air sangat kecil. Untuk tanah urug yang berupa pasir halus atau pasir berlanau, beda tinggi muka air akan mulai tampak. Jika tanah urug adalah lempung atau lanau, maka ketidakseimbangan tekanan air harus benar-benar diperhitungkan, terutama pada beda tinggi air yang maksimum. Dinding turap kantilever bila dipancang ke dalam tanah lanau atau lempung, dapat berotasi terhadap ujung bawahnya.

Gambar 1.6a menunjukkan kondisi aliran rembesan yang digambarkan dengan cara jaring arus (*flow net*), untuk dinding turap yang dipancang pada tanah granuler dengan koefisien permeabilitas sedang. **Gambar 1.6b**, menunjukkan tekanan air netto di belakang turap.

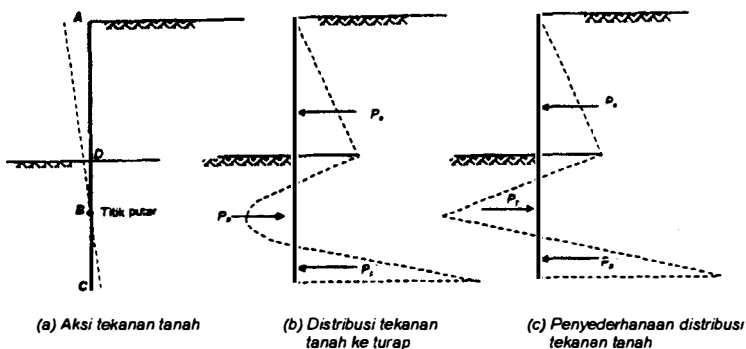


Gambar 1.6 Tekanan air neto di belakang turap.
 (a) Penggambaran jaring arus.
 (b) Diagram tekanan air neto di belakang turap (Terzaghi, 1954).

1.5 Perancangan Dinding Turap

1.5.1 Prinsip Umum Perancangan Turap Kantilever

Bekerjanya tekanan tanah pada dinding turap yang kaku sempurna dapat diterangkan seperti pada **Gambar 1.7**. Akibat pengaruh tekanan tanah aktif oleh tanah di belakang turap, turap berputar pada titik *B* (**Gambar 1.7a**). Tekanan tanah yang terjadi pada bagian bawah turap yang tertanam akan berupa tekanan tanah pasif, di bagian-bagian belakang *BC* dan di depan *BD*. Sedangkan di depan *BC* dan bagian belakang *BD*, bekerja tekanan tanah aktif. Pada titik rotasi *B*, karena tanah tidak bergerak, maka titik ini akan mendapatkan tekanan tanah yang sama dari depan dan belakang (yaitu tekanan tanah lateral saat diam). Jadi tekanan tanah lateral pada titik *B* tersebut akan sama dengan nol. **Gambar 1.7b** menunjukkan distribusi tekanan tanah netto (tekanan tanah pasif dikurangi tekanan tanah pasif) pada turap, dan **Gambar 1.7c** adalah penyederhanaan dari **Gambar 1.7b** untuk maksud hitungan stabilitasnya.



Gambar 1.7 Tekanan tanah pada turap kantilever.

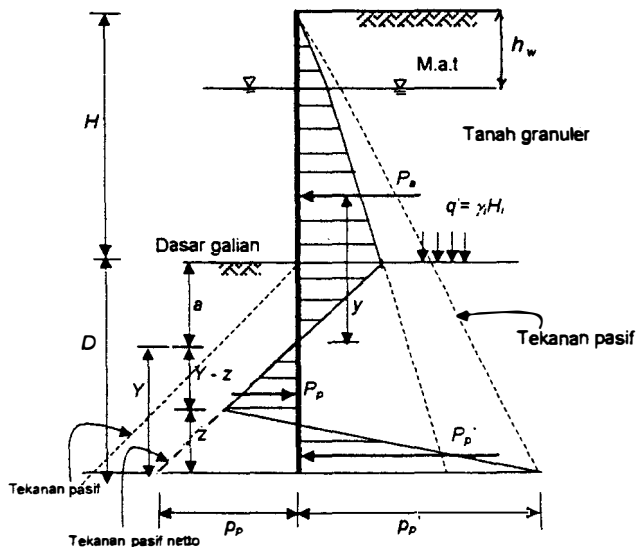
Distribusi tekanan tanah lateral pada dinding turap tidak sama untuk tanah kohesif dan tanah non kohesif (pasir atau kerikil). Karena itu, perancangan harus dibedakan atas jenis tanahnya.

1.5.1.1 Turap Kantilever pada Tanah Granuler

Distribusi tekanan tanah pada turap yang terletak pada tanah granuler homogen, diperlihatkan dalam **Gambar 1.8**. Bila tanah berlapis-lapis, maka diagram tekanan tanah akan berbeda, namun prinsip perancangan tetap sama.

Karena turap terletak dalam tanah granuler, cukup beralasan bila diasumsikan muka air tanah mempunyai ketinggian yang sama di bagian depan dan belakang turap. Sehingga, distribusi tekanan (termasuk pengaruh beban terbagi rata dan lain-lainnya) dapat ditentukan dari nilai K_a dan K_p . Jika faktor aman diperhitungkan, maka dapat dipilih salah satu dari 2 kemungkinan:

1. Mereduksi K_p (sampai 30%-50%) atau
2. Menambah kedalaman penetrasi antara 20% sampai 40%. Hal ini akan memberikan faktor aman sebesar $\pm 1,5 - 2,0$.



Gambar 1.8 Distribusi tekanan tanah pada turap yang terletak pada tanah granuler homogen.

Dari distribusi tekanan tersebut, lokasi saat tekanan sama dengan nol akan terdapat pada jarak a dari permukaan galian. Jarak ini dapat dihitung dengan memakai perbandingan pada diagram tekanan segitiga, yaitu :

$$a = \frac{q' K_a}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

dengan $q' = \Sigma H_i \gamma_i$. Dari menjumlahkan gaya-gaya pada arah horisontal dapat diperoleh persamaan untuk menghitung jarak z (lihat Gambar 1.8), yang diperoleh dari $\Sigma F_H = 0$,

$$P_a + P_p' - P_p = 0 \quad (1.1)$$

Karena,

$$[P_p' - P_p] = (p_p + p_p') \frac{z}{2} - p_p \frac{Y}{2}$$

Substitusi ke **Persamaan (1.1)** dihasilkan,

$$P_a + (p_p + p_p') \frac{z}{2} - p_p \frac{Y}{2} = 0$$

Penyelesaian dari persamaan tersebut dapat diperoleh,

$$z = \frac{p_p Y - 2P_a}{p_p + p_p'} \quad (1.2)$$

Dengan mengambil $\Sigma M_{\text{dasar turap}} = 0$,

$$P_a (Y+y) + (p_p + p_p') \frac{z}{2} \frac{z}{3} - p_p \left(\frac{Y}{2} \right) \left(\frac{Y}{3} \right) = 0$$

atau

$$6P_a (Y+y) + (p_p + p_p') z^2 - p_p Y^2 = 0 \quad (1.3)$$

dengan y = jarak diukur dari tekanan sama dengan nol sampai P_a .

Substitusikan z , ke **Persamaan (1.2)**, diperoleh

$$6P_a (Y+y) + \left(\frac{1}{p_p + p_p'} \right) (p_p^2 Y^2 - 4p_p Y P_a + 4P_a^2) - p_p Y^2 = 0$$

Jika dikalikan dengan $(p_p + p_p')$, dihasilkan

$$6(p_p + p_p') P_a (Y+y) + p_p^2 Y^2 - 4p_p Y P_a + 4P_a^2 - p_a^2 Y^2 - p_a p_p' Y^2 = 0$$

Selanjutnya, dengan substitusi $p_p = \gamma'(K_p - K_a)Y = CY$,

$$6P_a(CY^2 + CYy + p_p'Y + p_p'y) - 4CY^2P_a + 4P_a^2 - CY^3p_p' = 0$$

Bila dibagi dengan $-Cp_p'$,

$$Y^3 - \left(\frac{2P_a}{p_p'}\right)Y^2 - 6P_a\left(\frac{y}{p_p'} + \frac{1}{C}\right)Y - \frac{2P_a}{Cp_p'}(2P_a + 3p_p'y) = 0 \quad (1.4)$$

dengan

$$C = \gamma'(K_p - K_a)$$

$$p_p' = \gamma h_w K_p + \gamma' K_p (H + D - h_w) - \gamma' K_a (Y + a)$$

$$a = \frac{q' K_a}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

$$q' K_a = [\gamma h_w + \gamma'(H - h_w)]K_a$$

Dengan memperhatikan **Gambar 1.9a**:

$$P_a = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$P_1 = \frac{1}{2} K_a \gamma h_w^2$$

$$P_2 = \gamma h_w K_a (H - h_w)$$

$$P_3 = \frac{1}{2} K_a \gamma' (H - h_w)^2$$

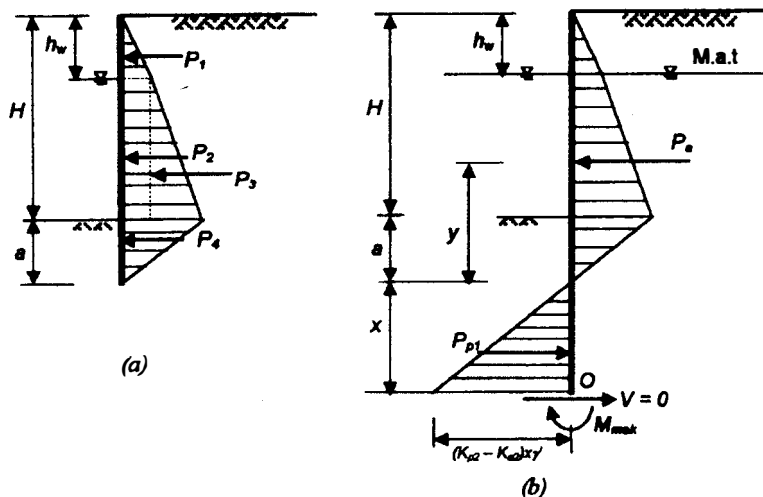
$$P_4 = \frac{(q' K_a)^2}{2\gamma'(K_p - K_a)}$$

Penyelesaian dari **Persamaan (1.4)** dilakukan dengan cara coba-coba (*trial and error*), dari sini dapat ditentukan p_p , p_p' , a , z , dan lain-lainnya. Setelah itu, dihitung Y dan D . Perkiraan awal nilai penetrasi D (Teng, 1962) ditunjukkan dalam **Tabel 1.1**.

Momen maksimum diperoleh pada gaya lintang sama dengan nol (**Gambar 1.9b**)

Tabel 1.1 Estimasi penetrasi turap pada tanah granuler (Teng, 1962)

Kerapatan relatif (D_r)	Nilai N -SPT	Kedalaman penetrasi turap (D)
Sangat padat	> 50	$0,75 H$
Padat	$31 - 50$	$1,00 H$
Sedang	$11 - 30$	$1,25 H$
Tidak padat	$5 - 10$	$1,50 H$
Sangat tidak padat	$0 - 4$	$2,00 H$



Gambar 1.9 (a) Tekanan tanah aktif pada turap.

(b) Gaya-gaya pada turap di atas titik dengan gaya lintang nol.

Dari $\sum M_O$ (titik pada gaya lintang $V = 0$), diperoleh

$$M_{\text{maks}} = P_a(y + x) - P_{p1} \left(\frac{x}{3} \right) = P_a(y + x) - P_a \left(\frac{x}{3} \right)$$

atau

$$M_{\text{maks}} = P_a(y + 2/3 x)$$

Dengan mensubstitusikan x , diperoleh

$$M_{\text{maks}} = P_a \left\{ y + \frac{2}{3} \left[\frac{2P_a}{\gamma'(K_p - K_a)} \right]^{\frac{1}{2}} \right\}$$

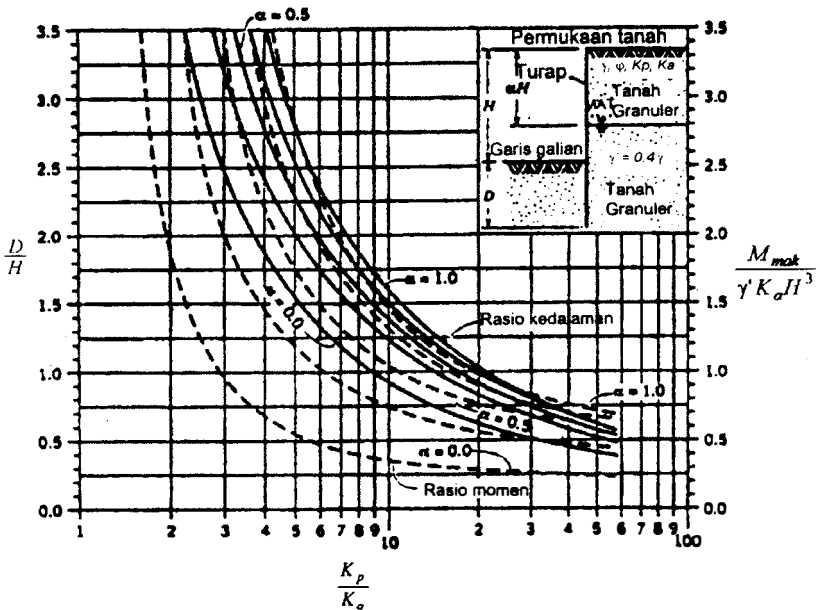
Dari keseimbangan arah horisontal $\sum F_H = 0$

$$P_{pl} = P_a$$

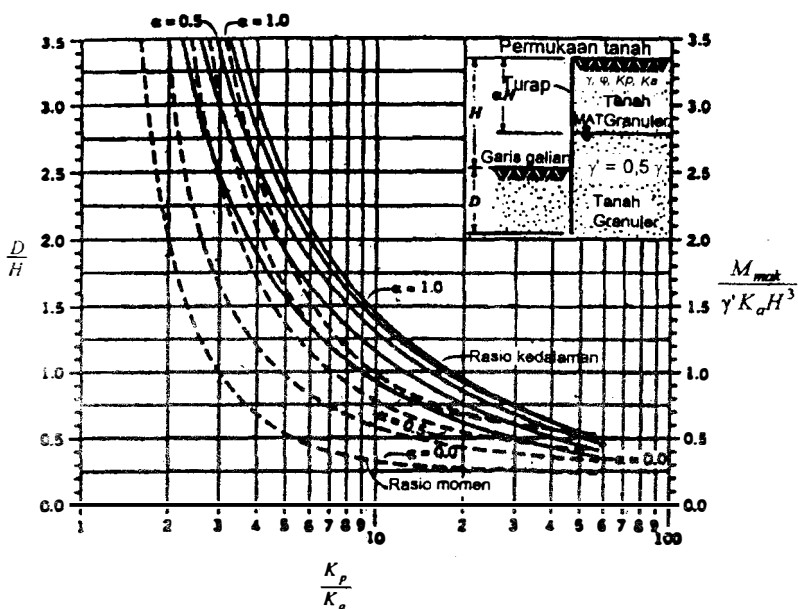
Sehingga,

$$x = \left[\frac{2P_a}{\gamma'(K_p - K_a)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

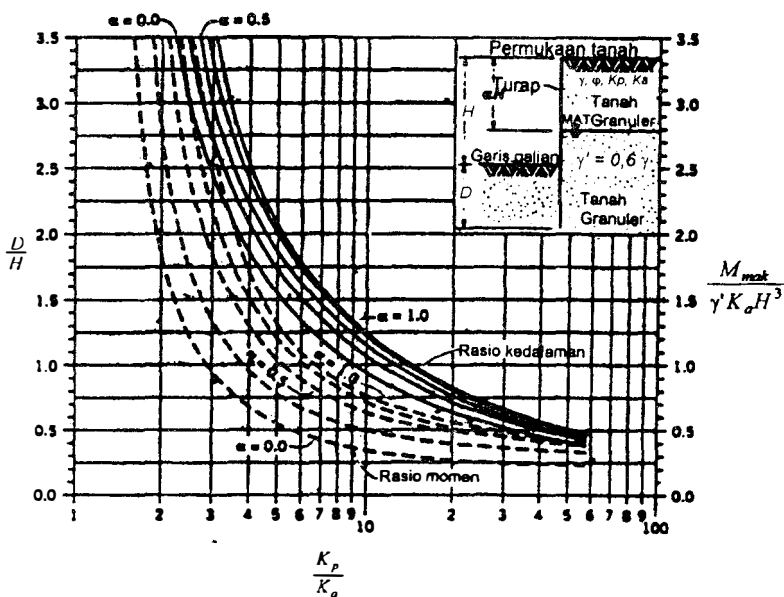
Penyelesaian secara praktis dengan menggunakan grafik untuk menentukan kedalaman (D) dan momen (M_{maks}) untuk tiga nilai γ , diperlihatkan dalam **Gambar-gambar 1.10, 1.11 dan 1.12**. Tabel 1.2 menunjukkan nilai D/H , untuk $\gamma' = 0,5\gamma$ pada turap kantilever pada tanah granuler yang diperlihatkan dalam **Gambar 1.11**.



Gambar 1.10 Turap kantilever pada tanah granuler, untuk $\gamma' = 0,4 \gamma$ (Cernica. 1995)



Gambar 1.11 Turap kantilever pada tanah granuler, untuk $\gamma' = 0.5 \gamma$ (Cernica, 1995).



Gambar 1.12 Turap kantilever pada tanah granuler, untuk $\gamma' = 0.6 \gamma$ (Cernica, 1995).

1.5.1.2 Turap Kantilever pada Tanah Kohesif

Perancangan turap dalam tanah kohesif sangat kompleks, karena kuat geser tanah tersebut berubah dengan berjalannya waktu. Dengan demikian, tekanan tanah pada turap berubah pula dari waktu ke waktu. Dimensi dan kedalaman dinding turap harus memenuhi syarat kuat menahan tekanan pada waktu segera setelah selesai pelaksanaan pekerjaan, maupun setelah waktu yang lama, di mana kuat geser lempung telah berubah. Segera sesudah turap dipasang, dan beban tanah urug beserta beban terbagi merata telah bekerja, tekanan tanah dapat dihitung berdasarkan sudut gesek dalam (ϕ) lempung nol, dan kohesi $c = 0,5q_u$ (q_u = kuat tekan bebas).

Tinjauan stabilitas jangka panjang juga harus diperhatikan akibat kuat geser tanah lempung yang berubah dengan waktunya. Analisis harus didasarkan para parameter tegangan efektif ϕ' dan c' yang diperoleh dari pengujian-pengujian triaksial *consolidated drained* (terkonsolidasi-terdrainase), atau dari pengujian *consolidated undrained* (terkonsolidasi-tak terdrainase), di mana dalam pengujian ini diadakan pengukuran tekanan air pori. Data yang terbatas menunjukkan, kohesi (c) pada waktu jangka panjang sangat kecil. Karena itu, dalam perancangan stabilitas jangka panjang, sangat aman bila kohesi (c), dianggap sama dengan nol. Nilai akhir pada waktu jangka panjang dari sudut gesek dalam tanah (ϕ) akan mendekati $20^\circ - 30^\circ$. Tekanan tanah lateral tanah lempung pada waktu jangka panjang ini mendekati sama dengan tekanan tanah granuler. Karena itu, analisisnya sama dengan turap pada tanah granuler.

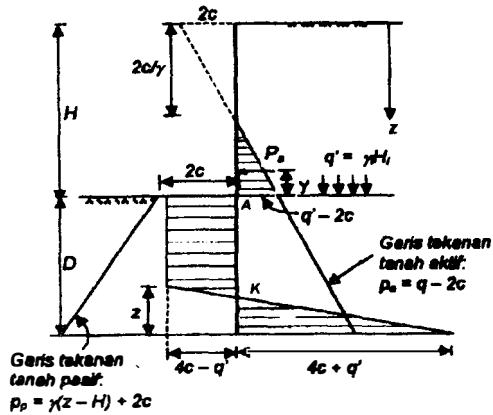
Dinding turap mungkin dipancang dalam tanah lempung seluruhnya, atau dipancang dalam tanah lempung, tapi di bagian atas diurug dengan tanah granuler. Tekanan tanah pada turap dari ke dua tipe dinding turap tersebut akan memberikan bentuk tekanan yang berbeda.

a. Seluruh turap di dalam tanah lempung

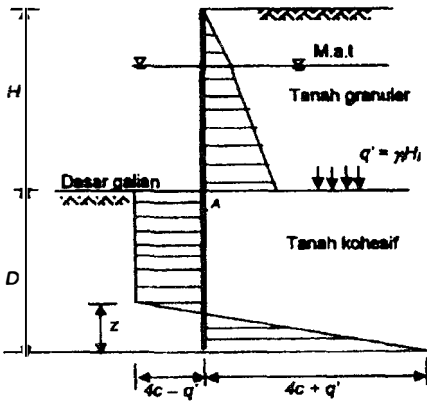
Gambar 1.13a. menunjukkan kondisi tekanan tanah awal untuk keseluruhan turap dipancang dalam tanah kohesif.

Tabel 1.2 Nilai D/H , untuk $\gamma' = 0,5\gamma$ turap kantilever pada tanah granuler (Cernica, 1995)

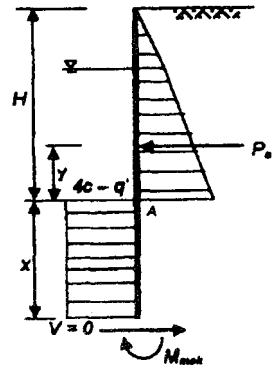
$\varphi(^{\circ})$	K_p/K_a	Nilai D/H untuk α :				
		0,0	0,25	0,5	0,75	1,0
10	2,02	4,18	4,64	5,13	5,94	7,37
11	2,17	3,76	4,21	4,57	5,34	6,52
12	2,33	3,35	3,80	4,14	4,78	5,91
13	2,50	3,07	3,51	3,83	4,34	5,34
14	2,68	2,79	3,23	3,44	3,93	4,79
15	2,88	2,63	2,96	3,16	3,63	4,36
16	3,10	2,38	2,71	2,99	3,34	4,05
17	3,34	2,23	2,55	2,74	3,07	3,66
18	3,59	2,09	2,41	2,58	2,80	3,37
19	3,86	1,95	2,27	2,34	2,65	3,20
20	4,16	1,82	2,04	2,20	2,49	2,93
21	4,48	1,69	2,01	2,06	2,35	2,77
22	4,83	1,66	1,88	1,93	2,21	2,52
23	5,21	1,54	1,75	1,90	2,07	2,38
24	5,62	1,42	1,63	1,77	1,94	2,23
25	6,07	1,40	1,61	1,65	1,81	2,09
26	6,56	1,28	1,49	1,52	1,68	1,96
27	7,09	1,26	1,37	1,51	1,56	1,83
28	7,67	1,15	1,36	1,39	1,53	1,70
29	8,31	1,14	1,25	1,37	1,41	1,67
30	9,00	1,03	1,23	1,26	1,40	1,55
31	9,76	1,01	1,12	1,24	1,28	1,43
32	10,59	1,00	1,11	1,13	1,26	1,41
33	11,51	0,90	1,00	1,12	1,15	1,29
34	12,51	0,89	0,99	1,01	1,14	1,27
35	13,62	0,78	0,98	1,00	1,02	1,16
36	14,84	0,77	0,88	0,89	1,01	1,14
37	16,18	0,77	0,87	0,88	0,90	1,03
38	17,67	0,76	0,86	0,87	0,89	1,02
39	19,32	0,65	0,76	0,77	0,89	0,91
40	21,15	0,65	0,75	0,76	0,78	0,90
41	23,18	0,65	0,75	0,76	0,77	0,89
42	25,45	0,64	0,64	0,75	0,76	0,78
43	27,98	0,54	0,64	0,65	0,76	0,77
44	30,80	0,53	0,64	0,64	0,65	0,77
45	33,97	0,53	0,63	0,64	0,65	0,66



(a)



(b)



(c)

Gambar 1.13 Tekanan tanah awal pada turap kantilever yang dipancang dalam tanah kohesif.

- (a) Turap secara keseluruhan pada tanah lempung
- (b) Turap pada tanah lempung diurug tanah granuler
- (c) Gaya-gaya di atas titik dengan gaya lintang nol untuk kasus pada **Gambar 1.13b**.

Pada kondisi runtuh, tekanan tanah aktif dinyatakan oleh:

$$p_a = \gamma z \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2c \tan (45^\circ - \phi/2) \quad (1.7a)$$

dan tekanan tanah pasif:

$$p_p = \gamma z \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi/2) \quad (1.7b)$$

Karena pada tanah kohesif jenuh $\varphi = 0$,

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 1$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = 1$$

Maka, untuk $\varphi = 0$, $K_a = K_p = 1$.

Dengan memperhatikan **Persamaan-persamaan (1.7a) dan (1.7b)**, tekanan tanah pasif di depan turap, secara umum dapat dinyatakan oleh persamaan:

$$p_p = \gamma(z - H) + 2c \quad \text{untuk } z > H \quad (1.8a)$$

Tekanan tanah aktif dari belakang turap:

$$p_a = \gamma z - 2c \quad (1.8b)$$

dengan

z = kedalaman tanah di bawah tanah asli (permukaan tanah urug)

$c = c_u$ = kohesi tanah pada kondisi *undrained*

γ = berat volume efektif (berat volume basah bila tanah di atas muka air dan berat volume terapung bila terendam air)

H = tinggi tanah yang berada di atas dasar galian

Bila tanah tidak homogen, berlapis atau sebagian terendam air maka tekanan efektif merupakan tekanan *overburden* efektif, yaitu $q' = \sum \gamma_i H_i$ (gunakan berat volume apung (γ') bila tanah terendam air).

Karena kemiringan garis-garis tekanan aktif dan pasif sama (berhubung $K_a = K_p$), tahanan netto pada sisi depan turap besarnya akan konstan untuk tanah yang berada di bawah galian pada bagian turap yang bergerak ke kiri, yaitu

$$p_p - p_a = 4c - \gamma H = 4c - q' \quad (1.9a)$$

Pada bagian bawah turap di mana turap bergerak ke belakang (**Gambar 1.13a**), tahanan pasif neto dinyatakan oleh :

$$\begin{aligned} p_p - p_a &= \gamma z + q' + 2c - \gamma z + 2c \\ &= 4c + q' \end{aligned} \quad (1.9b)$$

Zone tanah lempung yang mengalami tarikan diabaikan. Cara hitungan perancangan sama dengan turap kantilever pada tanah granuler. Titik K dan kedalaman penembusan turap D dipilih sedemikian hingga harus memenuhi 2 kriteria:

- (1) Jumlah gaya-gaya horisontal sama dengan nol.
- (2) Jumlah momen-momen pada sembarang titik sama dengan nol.

Dari jumlah gaya-gaya horisontal sama dengan nol (F_H) = 0:

$$P_a + (P_p' - P_p) = 0$$

$$(P_p' - P_p) = (z/2)(4c - q' + 4c + q') - D(4c - q') \\ = 4cz - D(4c - q')$$

$$P_a + 4cz - D(4c - q') = 0$$

Sehingga:

$$z = \frac{D(4c - q') - P_a}{4c} \quad (1.10)$$

Jumlah momen pada sembarang titik sama dengan nol,

$$P_a(y + D) - (D^2/2)(4c - q') + (z^2/3)(4c) = 0 \quad (1.11)$$

Dengan y = jarak resultan gaya-gaya tekanan tanah aktif diatas dasar galian terhadap dasar galian (titik A). Substitusi **Persamaan-persamaan (1.10), (1.11)** dan dengan melakukan penyederhanaan, diperoleh persamaan untuk menentukan kedalaman penetrasi turap (D):

$$D^2(4c - q') - 2DP_a - \left(\frac{P_a(12cy + P_a)}{2c + q'} \right) = 0 \quad (1.12)$$

Untuk tanah urug yang berlapis-lapis $q' = \sum \gamma_i H_i$ dan bila ada bagian tanah yang tidak terendam air, maka berat volume tanah di bagian di atas air dipakai berat volume basah (γ_b) atau kering (γ_d) (bila tanahnya kering).

Kedalaman penetrasi turap yang dipakai dalam pelaksanaan ditentukan dengan mengalikan D hasil hitungan dengan 1,2 – 1,4.

Momen maksimum terjadi bila gaya lintang $V = 0$, dari **Gambar 1.13c** diperoleh,

$$M_{\text{mak}} = P_a(x + y) - (4c - q')(x) \left(\frac{x}{2} \right)$$

Keseimbangan horisontal, $\sum F_H = 0$:

$$P_a = (4c - q')x$$

atau

$$x = \left(\frac{P_a}{4c - q'} \right)$$

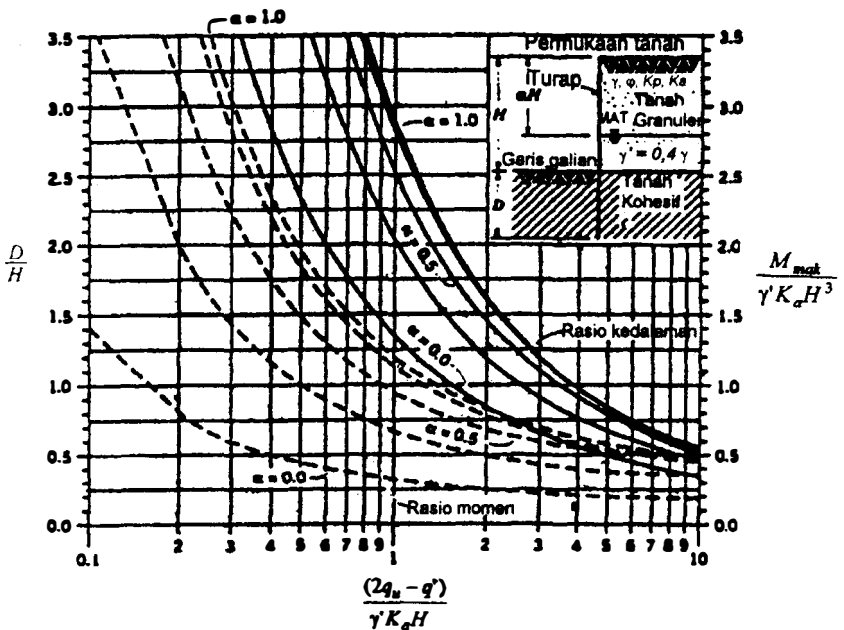
Sehingga,

$$M_{\text{mak}} = P_a \left[\left(\frac{P_a}{4c - q'} + y \right) - \frac{1}{2} \frac{P_a}{4c - q'} \right] \quad (1.13)$$

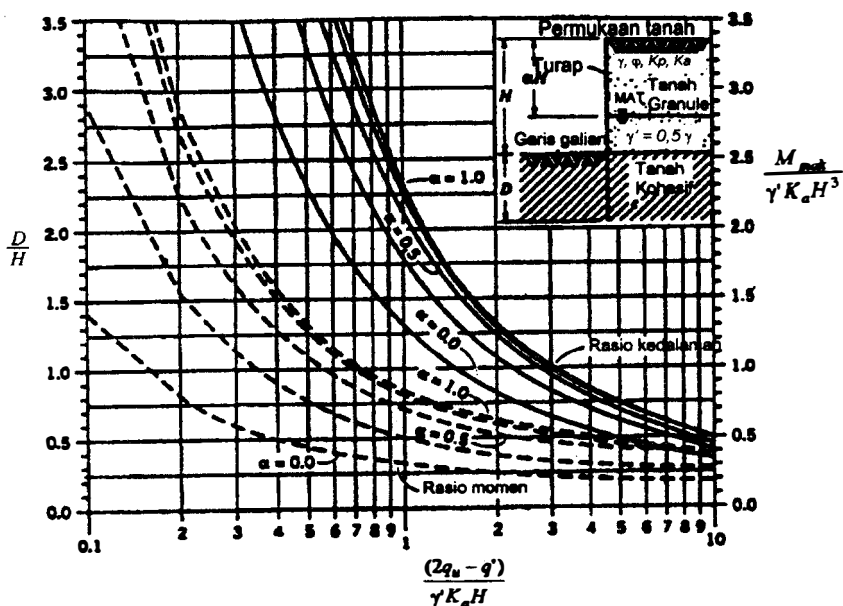
b. Turap dipancang pada tanah kohesif diurug tanah granuler

Metode yang telah diterangkan di atas dapat pula diterapkan dalam hal turap dipancang dalam tanah lempung dan diurug dengan tanah granuler. Hanya bedanya, tekanan aktif di atas dasar galian adalah sama dengan $K_a \gamma z$ untuk tanah timbunan granuler Gambar 1.13b. Gambar diagram tekanan tanah ke turap dapat dilihat dalam gambar tersebut. Adapun cara hitungan seperti yang sudah dipelajari.

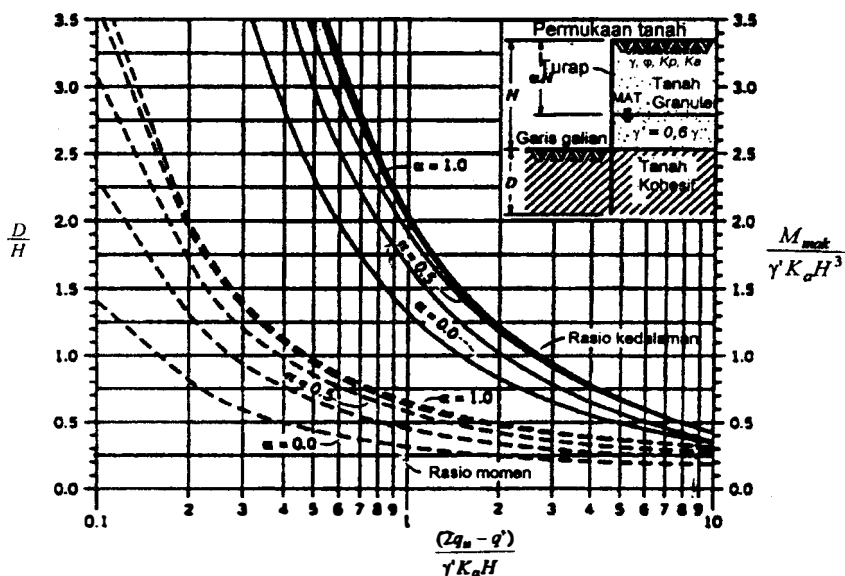
Gambar 1.14, 1.15 dan 1.16 memberikan hubungan D dan M_{mak} dalam fungsi c ($q_u = 2c$) untuk beberapa nilai α dan γ'/γ_b , (dengan $\gamma' =$ berat volume apung pasir urug dan $\gamma_b =$ berat volume pasir urug).



Gambar 1.14 Turap kantilever pada tanah dasar kohesif diurug tanah granuler, untuk $\gamma' = 0,4\gamma$ (Cernica, 1995).



Gambar 1.15 Turap kantilever pada tanah dasar kohesif diurug tanah granuler, untuk $\gamma' = 0.5\gamma$ (Cernica, 1995).



Gambar 1.16 Turap kantilever pada tanah dasar kohesif diurug tanah granuler, untuk $\gamma' = 0.6\gamma$ (Cernica, 1995).

Contoh soal 1.1:

Diketahui turap pada **Gambar C1.1**.

Tanah urug dan dasar galian berupa pasir, dengan:

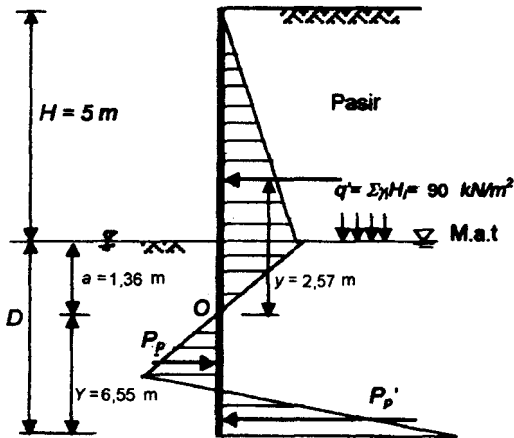
$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3; \varphi = 30^\circ, c = 0$$

$$\gamma' = 8,19 \text{ kN/m}^3$$

$$K_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) = 0,33$$

$$K_p = \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) = 3$$

Hitung kedalaman turap dan momen maksimum yang terjadi dengan cara analitis dan dengan menggunakan **Gambar 1.10** dan **1.11**.



Gambar C1.1.

Penyelesaian:

$$q' = \gamma H = 18 \times 5 = 90 \text{ kN/m}^2$$

$$a = \frac{q' K_a}{\gamma' (K_p - K_a)} = \frac{90 \times 0,33}{8,19(3 - 0,33)} = 1,36 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} p_a H + \frac{1}{2} p_a a = \frac{1}{2} q' K_a H + \frac{1}{2} q' K_a a \\ &= \frac{1}{2} \times 90 \times 0,33 \times 5 + \frac{1}{2} \times 90 \times 0,33 \times 1,36 = 94,45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Menentukan y dengan $\sum M_O = 0$,

$$\begin{aligned} P_a y &= \frac{1}{2} p_a H (a + H/3) + \frac{1}{2} p_a a (2a/3) \\ &= \frac{1}{2} \times 90 \times 0,33 \times 5 \times (1,36 + 5/3) + \frac{1}{2} \times 90 \times 0,33 \times 1,36 \times \\ &\quad (2 \times 1,36/3) = 243,04 \text{ kN} \\ y &= P_a y / P_a = 242,85 / 175,09 = 2,57 \text{ m} \end{aligned}$$

Dari persamaan,

$$p_p' = \gamma H K_p + \gamma' (Y + a) K_p - \gamma' (Y + a) K_a \quad (a)$$

dan

$$Y^3 - \left(\frac{2P_a}{p_p'} \right) Y^2 - 6P_a \left(\frac{y}{p_p'} + \frac{1}{C} \right) Y - \frac{2P_a}{C p_p'} (2P_a + 3p_p' \bar{y}) = 0 \dots (b)$$

dengan $C = \gamma' (K_p - K_a) = 8,19(3 - 0,33) = 21,87$

Nilai Y ditentukan secara coba-coba, pada:

$$Y = 6,55 \text{ m}$$

Dari substitusi ke **Persamaan (a)**, dapat diperoleh:

$$p_p' = 442,97 \text{ kN/m}^2$$

Jika nilai ini disubstitusikan ke **Persamaan (b)**, diperoleh nilai ≈ 0 (OK)

$$\begin{aligned} D &= Y + a \\ &= 6,55 + 1,36 = 7,91 \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan mengalikan D dengan faktor 1,20 untuk keamanan,

$$\begin{aligned} D' &= 1,2 \times 7,91 \\ &= 9,5 \text{ m.} \end{aligned}$$

Panjang turap yang dibutuhkan $= D' + H = 9,5 + 5 = 14,5 \text{ m}$

Menentukan M_{mak} ,

$$M_{\text{mak}} = P_a (y + 2/3 x)$$

$$\begin{aligned} x &= \left[\frac{2P_a}{\gamma' (K_p - K_a)} \right]^{\frac{1}{2}} = \left[\frac{2 \times 94,45}{8,19(3 - 0,33)} \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= 2,94 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Sehingga, } M_{\text{mak}} &= 94,45(2,57 + 2/3 \times 2,94) \\ &= 427,9 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Bila hitungan dilakukan dengan didasarkan pada **Gambar 1.10**, **1.11** dan **1.12**.

$$\begin{aligned}\gamma'/\gamma &= 8,19/18 \\ &= 0,455\end{aligned}$$

$$\alpha = 1$$

$$K_p/K_a = 3/0,33 = 9$$

Dari **Gambar 1.10** dengan $\gamma' = 0,4 \gamma$, diperoleh

$$D/H = 1,70$$

Dari **Gambar 1.11** dengan $\gamma' = 0,5 \gamma$, diperoleh

$$D/H = 1,55$$

Dengan melakukan interpolasi linier untuk $\gamma'/\gamma = 0,455$ diperoleh $D/H \approx 1,62$

Sehingga,

$$\begin{aligned}D &= 1,62 \times 5 \\ &= 8,10 \text{ m (hampir sama)} \\ D' &= 1,2 \times 8,10 = 9,72 \text{ m}\end{aligned}$$

Dari **Gambar 1.10**,

$$\text{untuk } \gamma' = 0,4 \gamma; \frac{M_{\text{mak}}}{\gamma' K_a H^3} = 1,6$$

Dari **Gambar 1.11**,

$$\text{untuk } \gamma' = 0,5 \gamma; \frac{M_{\text{mak}}}{\gamma' K_a H^3} = 1,08$$

dengan interpolasi linier untuk $\gamma'/\gamma = 0,455$, diperoleh,

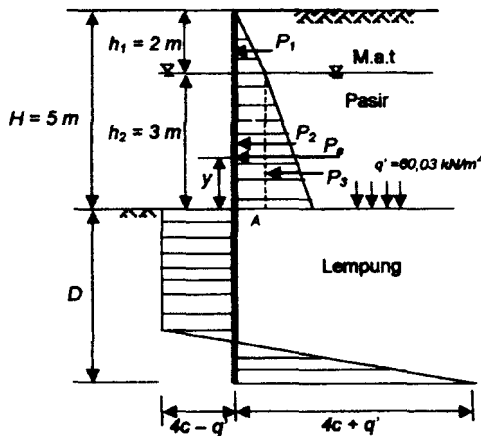
$$\frac{M_{\text{mak}}}{\gamma' K_a H^3} = 1,35$$

$$\begin{aligned}M_{\text{mak}} &= 1,35 \times 8,19 \times 0,33 \times 5^3 \\ &= 456,1 \text{ kNm (hampir sama)}\end{aligned}$$

Contoh soal 1.2:

Dinding turap ditunjukkan dalam **Gambar C1.2**. Tanah terdiri dari 2 lapisan, bagian urugan berupa pasir dengan $\phi_1 = 32^\circ$ ($K_{a1} = 0,307$), $c_1 = 0$, $\gamma_{h1} = 15,87$ kN/m³ dan $\gamma_1' = 9,43$ kN/m³. Tanah bagian bawah (dasar galian) berupa lempung dengan $c_2 = 47,02$ kN/m², $\phi_2 = 0$, $\gamma_2' = 8,9$ kN/m³. Tentukan:

- Kedalaman penetrasi turap (D).
- Momen maksimum pada turap.
- Idem soal (b), dengan menggunakan **Gambar 1.16** (pasir urug: $\gamma_1'/\gamma_{h1} = 0,6$).
- Hitung M_{mak} dengan menggunakan **Gambar 1.16**.



Gambar C1.2.

Penyelesaian:

Tekanan tanah pada kedalaman dasar galian:

$$q' = \sum \gamma_i H_i = h_1 \gamma_h + h_2 \gamma_1' = 2 \times 15,87 + 3 \times 9,43 = 60,03 \text{ kN/m}^2$$

Tekanan tanah aktif total:

$$\begin{aligned} P_a &= 0,5 h_1^2 \gamma_b K_{a1} + h_2 h_1 \gamma_b K_{a1} + 0,5 h_2^2 \gamma_1' K_{a1} \\ &= (0,5 \times 2^2 \times 15,87 \times 0,307) + (3 \times 2 \times 15,87 \times 0,307) + (0,5 \times 3^2 \times 9,43 \times 0,307) = 9,74 + 29,23 + 13,63 = 52,61 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

y diperoleh dari momen gaya-gaya terhadap A sama dengan nol:

$$y = \frac{9,74 (3 + 2/3) + 29,23(1,5) + 13,63(1)}{52,605} = 1,77 \text{ m}$$

2. Menghitung D

$$4c_2 - q' = 4 \times 47,02 - 60,03 = 128,05 \text{ kN/m}^2$$

$$D^2 (4c_2 - q') - 2DP_a - \frac{P_a (12 c_2 y + P_a)}{2c_2 + q'} = 0$$

$$128,05 D^2 - 2 \times 52,61 D - \frac{52,61 (12 \times 47,02 \times 1,77 + 52,61)}{2 \times 47,02 + 60,03} = 0$$

Dari persamaan tersebut diperoleh:

$$D = 2,13 \text{ m}$$

Panjang penetrasi turap:

$$D' = 1,2D = 1,2 \times 2,13 = 2,56 \text{ m}$$

Panjang turap total = $D' + H = 2,56 + 5 = 7,56 \text{ m} \approx 7,60 \text{ m}$

3. Momen maximum (M_{maks})

$$M_{\text{maks}} = P_a \left[\left(\frac{P_a}{4c - q'} + y \right) - \frac{1}{2} \frac{P_a}{4c - q'} \right]$$

$$M_{\text{maks}} = 52,61 \left[\left(\frac{52,61}{4 \times 47,02 - 60,03} + 1,77 \right) - \frac{1}{2} \frac{52,61}{4 \times 47,02 - 60,03} \right]$$

$$M_{\text{maks}} = 103,93 \text{ kN.m}$$

4. Bila digunakan **Gambar 1.16**

$$\alpha = \frac{2}{5} = 0,4$$

$$\frac{4c - q'}{\gamma' K_a H} = \frac{2q_u - q'}{\gamma' K_a H} = \frac{128,05}{9,43 \times 0,307 \times 5} = 8,85$$

Bila D dihitung dengan **Gambar 1.16**, diperoleh

$$\frac{D}{H} \cong 0,43$$

$$D = 0,43 \times 5 = 2,15 \text{ m (hasilnya hampir sama dengan hitungan (a))}$$

Untuk M_{mak} :

$$\frac{M_{mak}}{\gamma' K_a H^3} = 0,29$$

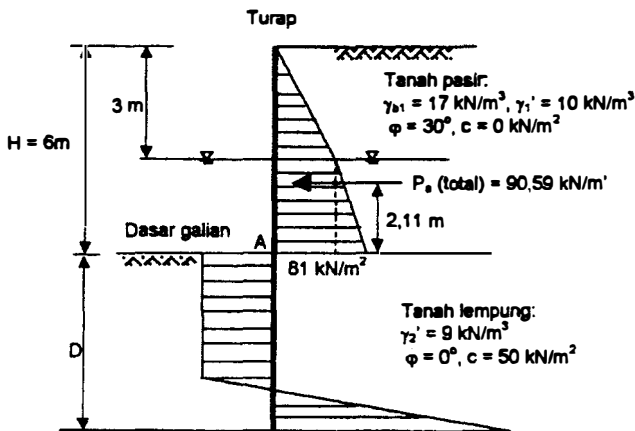
atau

$$\begin{aligned} M_{mak} &= 0,29 \times 9,43 \times 0,307 \times 5^3 \\ &= 104,95 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Contoh soal 1.3:

Turap kantilever diperlihatkan dalam **Gambar C1.3**. Tanah di atas galian (pasir): $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 30^\circ$, $c = 0 \text{ kPa}$. Tanah di bawah galian (lempung): $\phi = 0^\circ$, $c = 50 \text{ kPa}$, $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$. Tentukan kedalaman penetrasi turap yang aman.

Penyelesaian:



Gambar C1.3.

Tanah diatas galian : $K_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) = \text{tg}^2 (45^\circ - 15^\circ) = 0,33$

: $K_p = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) = \text{tg}^2 (45^\circ + 15^\circ) = 3$

Tekanan tanah pada kedalaman dasar galian:

$$\sum \gamma_i H_i = q' = (17 \times 3) + (10 \times 3) = 81 \text{ kN/m}^2$$

Tekanan tanah aktif total:

$$\begin{aligned} P_a(\text{total}) &= 0,5 h_1^2 \gamma_1 K_a + h_2 h_1 \gamma_1 K_a + 0,5 h_2^2 \gamma_1' K_a \\ &= (0,5 \times 3^2 \times 17 \times 0,33) + (3 \times 3 \times 17 \times 0,33) + (0,5 \times 3^2 \times 10 \times 0,33) \\ &= 25,25 + 50,49 + 14,85 = 90,59 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

jarak titik tangkap $P_a(\text{total})$ terhadap dasar galian (y) diperoleh dari momen gaya-gaya terhadap A sama dengan nol:

$$y = \frac{25,25 (4) + 50,49 (1,5) + 14,85 (1)}{90,59} = 2,11 \text{ m}$$

Menghitung D :

$$4c - q' = (4 \times 50) - 81 = 119 \text{ kN/m}^2$$

$$D^2 (4c - q') - 2DP_a - \frac{P_a (12cy + P_a)}{2c + q'} = 0$$

$$119 D^2 - 2 \times 90,59 D - \frac{90,59 (12 \times 50 \times 2,11 + 90,59)}{(2 \times 50) + 81} = 0$$

Dari persamaan tersebut diperoleh:

$$D = 3,26 \text{ m}$$

Kedalaman penetrasi turap:

$$D' = 1,2D = 1,2 \times 3,26 = 3,91 \text{ m}$$

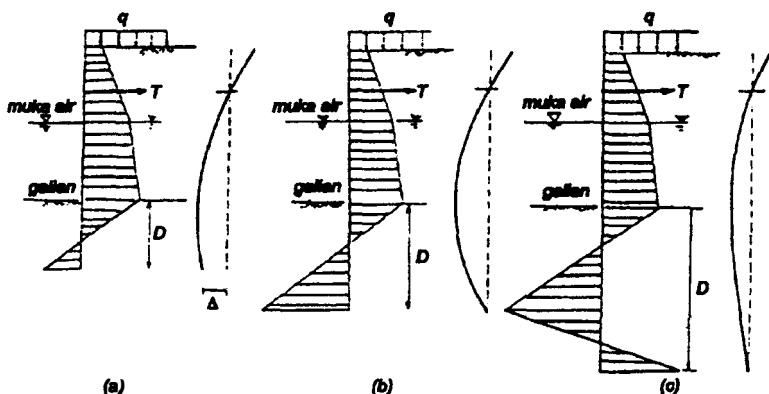
Panjang turap total = $D' + H = 3,91 + 6 = 9,91 \text{ m}$, dipakai 10 m.

1.5.2 Dinding Turap Diangker

Telah disebutkan bahwa untuk menahan beban-beban lateral yang besar lebih baik jika dipakai dinding turap diangker. Distribusi tekanan pada turap yang diangker menjadi tidak sama dengan distribusi tekanan dinding turap kantilever. **Gambar 1.17** memperlihatkan hubungan antara kedalaman penembusan turap, distribusi tekanan lateral, dan garis perubahan bentuknya.

1.5.2.1 Metode Ujung Bebas

Pada metode ujung bebas (*free end method*) atau disebut juga metode tanah bebas (*free earth method*), kedalaman turap di bawah dasar galian dianggap tidak cukup untuk menahan tekanan tanah yang terjadi pada bagian atas dinding turap. Karena itu, keruntuhan terjadi oleh akibat rotasi dinding turap terhadap ujung bawahnya.



Gambar 1.17 Pengaruh kedalaman turap pada distribusi tekanan dan perubahan bentuknya.

Dalam analisis stabilitas turap diangker dengan metode ujung bebas, terdapat anggapan-anggapan sebagai berikut:

1. Turap merupakan bahan yang sangat kaku dibandingkan dengan tanah di sekitarnya.
2. Kondisi tekanan tanah yang bekerja dianggap memenuhi syarat teori Rankine atau Coulomb.
3. Turap dianggap berotasi dengan bebas pada ujung bawahnya, namun tidakizinkan bergerak secara lateral di tempat angker. Pada kapasitas ultimitnya, turap runtuh akibat gerakan angker ke arah luar.

Diagram tekanan tanah yang bekerja pada dinding turap diangker, dengan keruntuhan terjadi rotasi turap terhadap ujung bawahnya tersebut, diperlihatkan dalam **Gambar 1.18**.

(a) Turap pada tanah granuler

a.1 Cara-1

Diagram tekanan tanah aktif dan pasif yang bekerja pada turap dengan titik putar pada ujung bawahnya diperlihatkan dalam **Gambar 1.18a**.

Tekanan tanah aktif yang bekerja pada bagian belakang turap:

$$P_a = \frac{\gamma K_a}{2} (a+b)^2 + \gamma K_a (a+b)(H_w + D) + \frac{\gamma' K_a}{2} (H_w + D)^2 \dots (1.14)$$

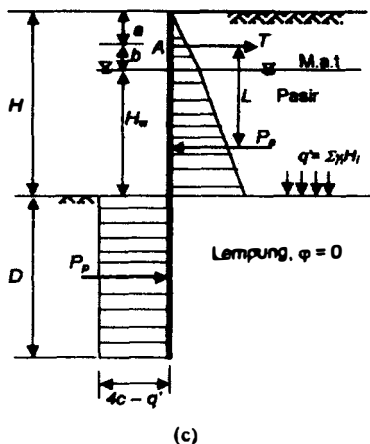
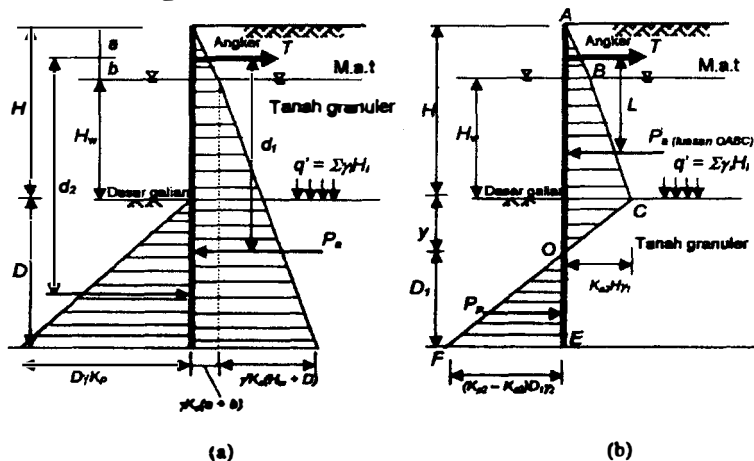
Tekanan tanah pasif yang bekerja pada bagian belakang turap:

$$P_p = \frac{\gamma' K_p}{2} D^2 \quad (1.15)$$

Dengan mengambil momen terhadap angker dapat diperoleh:

$$d_1 P_a = -\frac{\gamma K_a}{2} (a+b)^2 \left(\frac{a+b}{3} - b \right) + \gamma K_a (a+b) (H_w + D) \left(\frac{H_w + D}{2} + b \right) + \frac{\gamma' K_a}{2} (H_w + D)^2 \left[\frac{2}{3} (H_w + D) + b \right]$$

$$d_2 P_p = \frac{\gamma' K_p}{2} D^2 (H_w + b + \frac{2}{3} D)$$



Gambar 1.18 Tekanan tanah pada turap diangker dengan metode ujung bebas.

- (a) Turap pada tanah granuler (pasir) - (cara-1)
- (b) Turap pada tanah granuler (pasir) - (cara-2)
- (c) Turap pada tanah kohesif (lempung).

Jumlah momen terhadap angker sama dengan nol:

$$d_1 P_a = d_2 P_p \quad (1.16)$$

Penyelesaian dari **Persamaan (1.16)** dilakukan dengan coba-coba untuk mendapatkan D . Gaya pada angker ($\Sigma F_H = 0$):

$$T = P_a - P_p \quad (1.17)$$

a.2 Cara-2

Hitungan dilakukan dengan menjumlahkan gaya-gaya tekanan aktif dan pasif. Gambar tekanan tanah netto pada turap diperlihatkan pada **Gambar 1.18b**. Dari gambar ini, jarak y (titik pada tekanan nol) dapat dihitung dengan persamaan:

$$q' K_{a2} + \gamma \gamma_2 K_{a2} - \gamma \gamma_2 K_{p2} = 0 \quad (1.18)$$

$$y = \frac{q' K_{a2}}{\gamma_2 (K_{p2} - K_{a2})} \quad (1.19)$$

dengan

- q' = $\Sigma \gamma_i H_i$ = tekanan tanah pada kedalaman yang sama dengan dasar galian (gunakan γ' bila tanah terendam air)
- γ_2 = berat volume tanah di bawah dasar galian.
- K_{p2}, K_{a2} = koefisien tekanan tanah pasif dan aktif untuk tanah di bawah dasar galian.

Dengan menghitung momen terhadap angker sama dengan nol, diperoleh:

$$L P_a - \frac{1}{2} D_1^2 \gamma_2 (K_{p2} - K_{a2}) (H_w + b + y + \frac{2}{3} D_1) = 0 \quad (1.20)$$

dengan P_a = tekanan tanah aktif total di belakang turap (luasan $OABC$).

Gaya pada angker, $\Sigma F_H = 0$:

$$T + P_p - P_a = 0$$

$$P_p = \frac{1}{2} D_1 (K_{p2} - K_{a2}) D_1 \gamma_2 = \frac{1}{2} (K_{p2} - K_{a2}) D_1^2 \gamma_2 \quad (1.21)$$

Jadi,

$$T = P_a - \frac{1}{2} D_1^2 \gamma_2 (K_{p2} - K_{a2}) \quad (1.22)$$

Prosedur untuk merancang dinding turap yang dipancang pada tanah granuler dengan ujung bebas adalah sebagai berikut:

1. Hitung dan gambarkan diagram tekanan tanah aktif dan pasif berdasarkan K_a dan K_p .
2. Hitung tekanan akibat tekanan overburden pada kedalaman turap H , $q' = \sum \gamma_i H_i$ (gunakan γ' bila tanah terendam air)
3. Tentukan letak titik bertekanan nol dengan persamaan:

$$y = \frac{q' K_{a2}}{\gamma_2 (K_{p2} - K_{a2})}$$

dengan

$q' = \sum \gamma_i H_i$ = tekanan akibat tanah urug dan beban terbagi rata pada elevasi yang sama dengan dasar galian. Gunakan berat volume apung (γ') bila tanah terendam air.

K_{p2}, K_{a2} = koefisien tekanan pasif dan aktif tanah di bawah dasar galian.

4. Ambil momen terhadap angker (**Persamaan 1.20**):

$$LP_a - \frac{1}{2} D_1^2 \gamma_2 (K_{p2} - K_{a2}) (H_w + b + y + \frac{2}{3} D_1) = 0$$

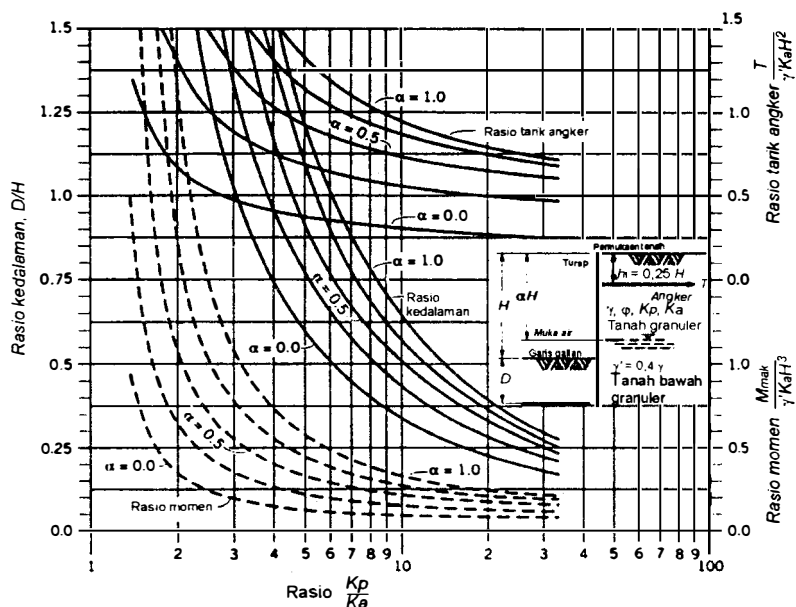
Dari persamaan ini akan diperoleh D_1 .

5. Hitung gaya pada angker (**Persamaan 1.22**):

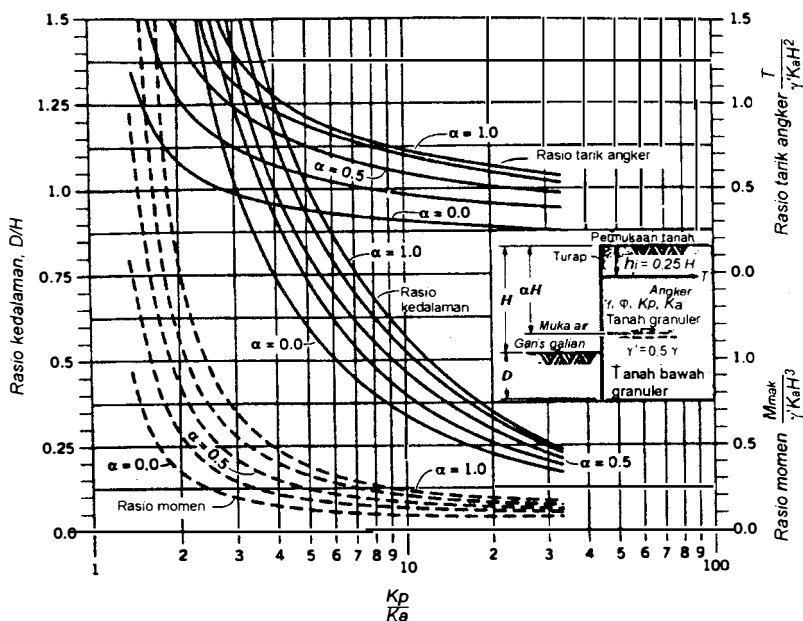
$$T = P_a - \frac{1}{2} D_1^2 \gamma_2 (K_{p2} - K_{a2})$$

6. Tentukan besarnya momen maksimum dan dinding turap, yaitu pada titik dengan gaya lintang nol.
7. Pilihlah dimensi turap berdasarkan momen maksimum tersebut.
8. Untuk keamanan, kalikan kedalaman turap (D), dengan faktor 1,2 - 1,4 atau dengan membagi koefisien tekanan tanah pasif dengan faktor 1,5 sampai 2 pada langkah (3) dan (4).

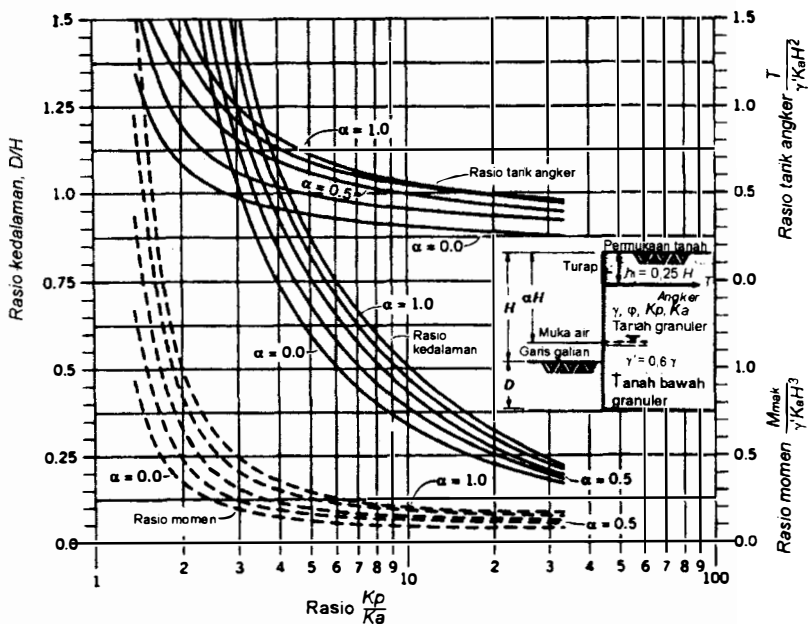
Bila turap terletak pada tanah granuler (pasir), **Gambar 1.19** sampai **Gambar 1.21** dapat digunakan untuk menghitung penetrasi turap (D), momen maksimum pada turap (M_{mak}) dan gaya pada angker (T) yang dipasang pada jarak $h_i = 0,25H$ (H = tinggi galian) untuk nilai-nilai berat volume apung tanah $\gamma' = 0,4, 0,5$ dan $0,6\gamma$. Untuk nilai-nilai diantaranya dilakukan cara interpolasi.



Gambar 1.19 Turap diangker pada tanah granuler (pasir), untuk $\gamma' = 0,4\gamma$ (Cernica, 1995).



Gambar 1.20 Turap diangker pada tanah granuler (pasir), untuk $\gamma' = 0,5\gamma$ (Cernica, 1995).



Gambar 1.21 Turap diangker pada tanah granuler (pasir), untuk $\gamma' = 0.6\gamma$ (Cernica, 1995).

(b) Turap pada tanah kohesif

Tekanan tanah di bawah dasar galian:

$$p_p - p_a = z\gamma K_p + 2c\sqrt{K_p} - (z\gamma K_a - 2c\sqrt{K_a} + q'K_a) \quad (1.23a)$$

Karena pada $\phi = 0$, $K_a = K_p = 1$, maka

$$p_p - p_a = 4c - q' \quad (1.23b)$$

Dengan memperhatikan **Gambar 1.18c**,

$$P_p = (4c - q')D \quad (1.24)$$

Momen gaya-gaya P_p dan P_a terhadap angker,

$$LP_a - D(4c - q')(H_w + b + \frac{1}{2}D) = 0 \quad (1.25)$$

Gaya pada angker diperoleh dengan $\Sigma F_H = 0$,

$$T = P_a - (4c - q')D \quad (1.26)$$

Prosedur perancangan turap diangker yang terletak pada tanah kohesif dengan metode ujung bebas, adalah sebagai berikut:

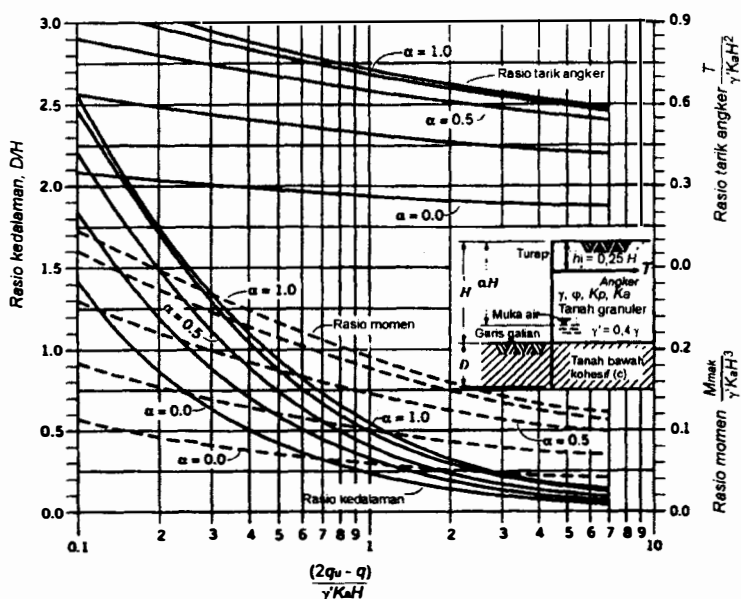
1. Gambarkan diagram tekanan tanah aktif dan pasif.
2. Hitung tekanan tanah akibat tekanan *overburden* dan beban terbagi rata pada elevasi yang sama dengan dasar galian ($q' = \sum \gamma_i H_i$). Gunakan γ' bila tanah terendam air.
3. Dengan menggunakan kuat geser *undrained* (c_u), ambillah momen terhadap angker (**Persamaan 1.25**):

$$LP_a - D(4c - q')(H_w + b + \frac{1}{2} D) = 0$$

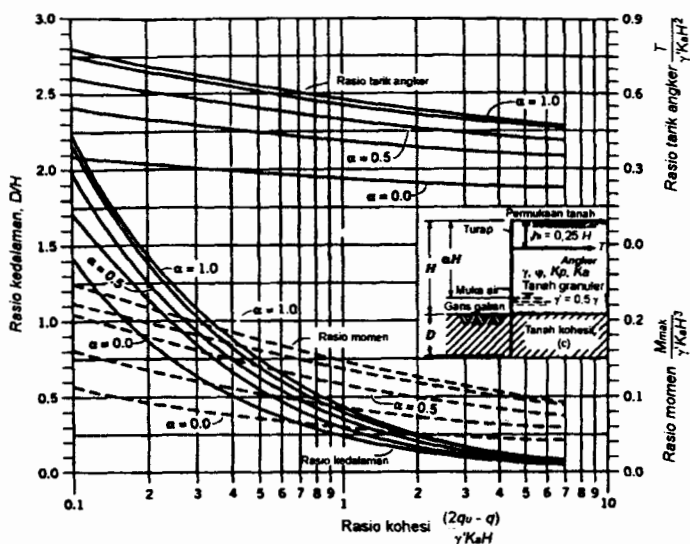
Dari persamaan ini diperoleh D .

4. Hitung gaya pada angker (**Persamaan 1.26**): $T = P_a - (4c - q')D$
5. Tentukan besar momen maksimum pada turap, yaitu pada titik dengan gaya lintang sama dengan nol.
6. Pilihlah dimensi turap berdasarkan momen maksimum yang diperoleh tersebut.
7. Untuk keamanan, kalikan kedalaman turap (D) dengan faktor 1,2 sampai 1,4 atau gunakan nilai c sebesar 50-70%-nya dalam langkah 3 dan 4.

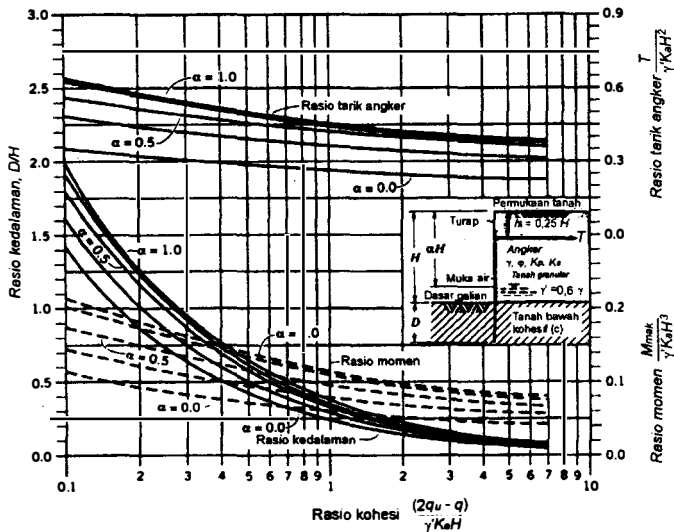
Bila tanah bawah berupa tanah kohesif (lempung) yang diurug dengan pasir, **Gambar 1.22** sampai **Gambar 1.24** dapat digunakan untuk menghitung penetrasi turap (D), momen maksimum pada turap (M_{mak}) dan gaya pada angker (T) yang dipasang pada jarak $h_i = 0,25H$ (H = tinggi galian) untuk nilai-nilai berat volume apung tanah granuler $\gamma' = 0,4, 0,5$ dan $0,6\gamma$. Untuk nilai-nilai diantaranya dilakukan dengan cara interpolasi.



Gambar 1.22 Turap diangker pada tanah kohesif diurug tanah granuler (pasir), untuk tanah granuler dengan $\gamma' = 0,4\gamma$ (Cernica, 1995).



Gambar 1.23 Turap diangker pada tanah kohesif diurug tanah granuler (pasir), untuk tanah granuler dengan $\gamma' = 0,5\gamma$ (Cernica, 1995).

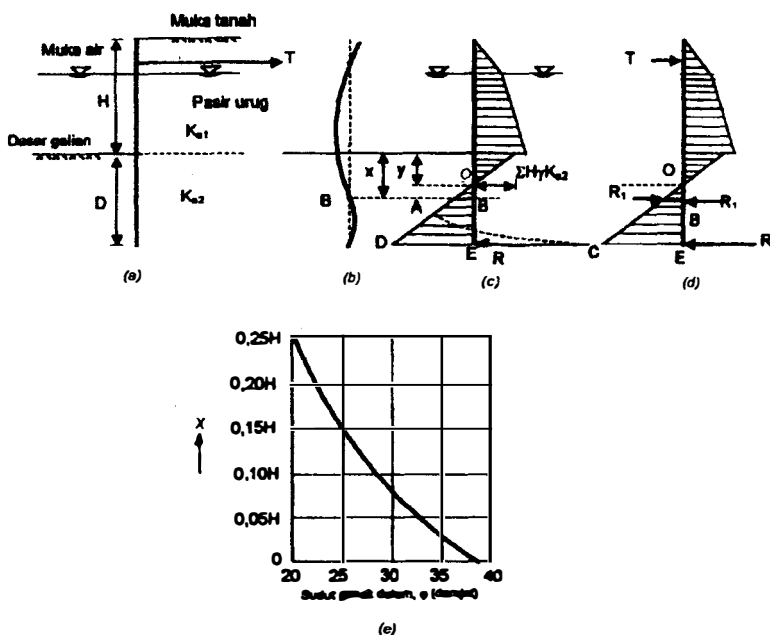


Gambar 1.24 Turap diangker pada tanah kohesif diurug tanah granuler (pasir), untuk tanah granuler dengan $\gamma' = 0,6\gamma$ (Cernica, 1995).

1.5.2.2 Metode Ujung Tetap

Metode ujung tetap (*fixed end method*) atau metode tanah tetap (*fixed earth method*) didasarkan pada pertimbangan bahwa kedalaman penembusan turap sudah cukup dalam, sehingga tanah di bawah dasar galian mampu memberikan tahanan pasif yang cukup untuk mencegah ujung bawah turap berotasi. Di sini, dianggap terdapat satu titik balok (B) di dekat permukaan dasar galian (**Gambar 1.25**).

Tahanan tanah terhadap rotasi bebas ujung bawah turap memberi pengertian bahwa tahanan pasif berkembang pada sisi belakang dinding turap pada jarak tertentu di atas ujung bawahnya. Tahanan terhadap rotasi ini digantikan oleh gaya R .



Gambar 1.25 Perancangan turap diangker dengan metode ujung tetap.

Pada metode ujung tetap terdapat anggapan-anggapan sebagai berikut:

1. Kondisi tekanan tanah yang bekerja dianggap memenuhi teori Rankine atau Coulomb.
2. Turap bebas berotasi, namun tidak diijinkan bergerak pada angkernya.
3. Titik balik (B) (**Gambar 1.25b**) ditentukan dari teori elastis. Lokasi titik tersebut merupakan fungsi dari ϕ tanah timbunan.
4. Diagram tahanan tanah pasif $OACE$ (**Gambar 1.25c**) dipermudah dengan digantikan oleh diagram tekanan ODE dan gaya reaksi R .

Didasarkan pada anggapan-anggapan tersebut, perancangan dinding turap dengan metode ujung tetap dapat dilakukan sebagai berikut:

1. Tentukan besarnya tekanan tanah aktif dan pasif (p_a dan p_p).
2. Tentukan kedalaman titik O , dengan persamaan:

$$y = \frac{q' K_{a2}}{\gamma_2 (K_{p2} - K_{a2})}$$

dengan

$q' = \sum \gamma_i H_i$ = tekanan akibat tanah urug dan beban terbagi rata pada elevasi yang sama dengan dasar galian. Gunakan berat volume apung (γ') bila tanah terendam air.

K_{a2} , K_{p2} = koefisien tekanan aktif dan pasif tanah di bawah dasar galian.

3. Tentukan letak titik B dengan menggunakan **Gambar 1.25e**.
4. Tentukan gaya geser horisontal R_1 pada titik balik B . R_1 adalah rekasi horisontal pada titik B dengan menganggap turap sebagai balok sederhana yang ditumpu pada titik B dan angker.
5. Dengan menganggap bagian BE pada turap sebagai balok sederhana (*simple beam*) (**Gambar 1.25d**), hitung panjang BE dengan cara mengambil momen terhadap E sama dengan nol.
6. Kedalaman penetrasi turap D sama dengan jumlah panjang bagian BE ditambah x (lihat **Gambar 1.25c**). Untuk keamanan, kalikan D dengan faktor 1,2 – 1,4.

Metode ujung tetap ini hanya cocok untuk turap yang secara keseluruhan terletak di dalam tanah granuler. Pada umumnya titik balik B dan titik dengan tekanan nol (O) ditempatkan di dekat permukaan dan x dapat diambil sama dengan y . Karena itu, kedalaman penetrasi turap (D) dapat dinyatakan oleh persamaan:

$$7. \quad D = y + \sqrt{\frac{6R_1}{\gamma_2(K_{p2} - K_{a2})}} \quad (1.26)$$

dengan

y = jarak titik O dari garis galian tanah

R_1 = reaksi horisontal pada titik O dengan menganggap turap didukung pada titik O dan angker

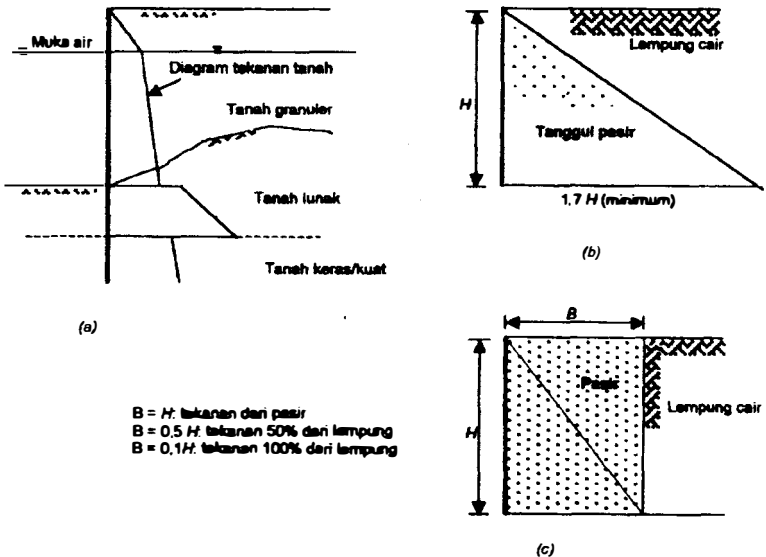
K_{a2} , K_{p2} = koefisien tekanan tanah aktif dan pasif, tanah di bawah garis galian

1.6 Cara-cara Mengurangi Tekanan Tanah

Untuk mereduksi beban pada turap yang terlalu besar, maka dapat dilakukan hal-hal berikut (lihat **Gambar 1.26**):

1. Jika lapisan tanah asli berupa tanah lunak, turap akan mendukung beban yang sangat besar. Untuk itu, tanah asli bisa digali lebih dahulu dan diganti dengan tanah granuler (pasir atau kerikil).

2. Jika tanah granuler di lapangan mahal atau sulit diperoleh, penghematan dalam penggunaan tanah tersebut dapat dilakukan dengan menggunakan pelindung pasir atau tanggul pasir, seperti yang terlihat pada **Gambar 1.26**.
3. Jika di dekat turap akan dibangun jalan kereta api, atau pelayanan mesin-mesin berat yang lain, untuk mereduksi tekanan tanah ke dinding turap, beban-beban tersebut sebaiknya di dukung oleh tiang-tiang.



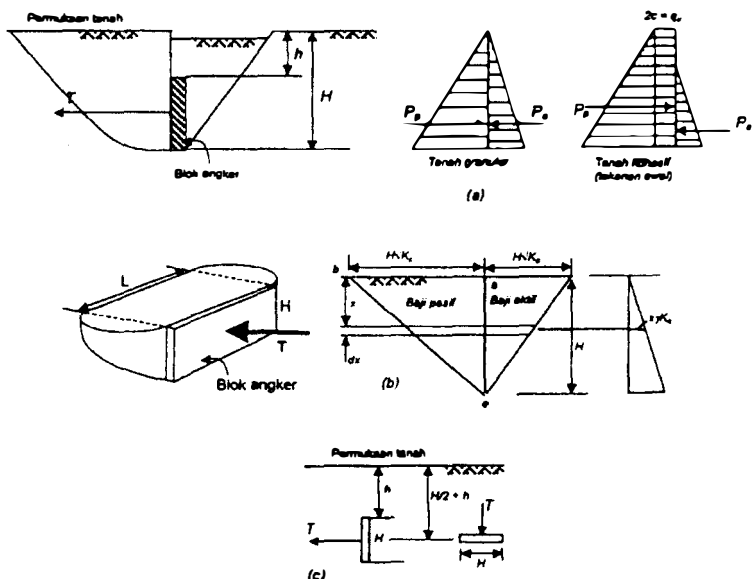
Gambar 1.26 Cara mereduksi tekanan tanah pada turap (Teng, 1962).

1.7 Perancangan Blok Angker

Blok angker dapat dipasang di dekat permukaan tanah atau jauh dari permukaan tanah. Tahanan angker ke dua kondisi tersebut akan dibahas di bawah ini.

1.7.1 Blok Angker Memanjang di Dekat Permukaan Tanah

Jika kedalaman puncak blok angker sebesar h , dengan h kurang dari $1/3 - 1/2 H$ (H = kedalaman dasar blok) (**Gambar 1.27a**), kapasitas angker (T) dapat dihitung dengan menganggap puncak blok angker memanjang sampai permukaan tanah.



Gambar 1.27 Kapasitas blok angker.

- (a) Blok angker memanjang di dekat permukaan tanah.
 (b) Blok angker pendek di dekat permukaan tanah.
 (c) Blok angker terletak sangat dalam (Teng 1962).

Dari keseimbangan $\Sigma F_H = 0$, kapasitas angker ultimit:

$$T_u = P_p - P_a \quad (1.27)$$

dengan

T_u = kapasitas ultimit blok angker (kN/m)

P_a = tekanan tanah aktif total (kN/m)

P_p = tekanan tanah pasif total (kN/m)

P_p dan P_a dapat dihitung dari teori-teori yang telah dipelajari, yaitu dengan menganggap gesekan dan adhesi antara tanah dan dinding blok angker nol.

1.7.2 Blok Angker Pendek di Dekat Permukaan Tanah

Gambar 1.27b memperlihatkan blok angker pendek dengan panjang L yang didukung gaya angker T . Pengamatan-pengamatan dalam pengujian

menunjukkan bahwa saat keruntuhan terjadi, tanah yang terangkat lebih panjang dari panjang blok anker. Teng (1962) mengusulkan persamaan untuk menghitung kapasitas ultimit blok anker pendek sebagai berikut:

1. Untuk tanah granuler

$$T \leq L(P_p - P_a) + 1/3 K_o \gamma (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) H^3 \operatorname{tg} \varphi \quad (1.28)$$

dengan

T = kapasitas ultimit balok anker pendek

L = panjang balok anker

P_a, P_p = tekanan tanah aktif dan pasif total

K_o = koefisien tekanan tanah saat diam (K_o dapat diambil = 0,4)

γ = berat volume tanah

K_p, K_a = koefisien tekanan tanah pasif dan aktif

H = kedalaman dasar blok anker terhadap permukaan tanah

φ = sudut gesek dalam tanah

2. Untuk tanah kohesif:

$$T \leq L(P_p - P_a) + 2cH^2$$

dengan c = kohesi tanah.

1.7.3 Blok Angker pada Kedalaman Besar

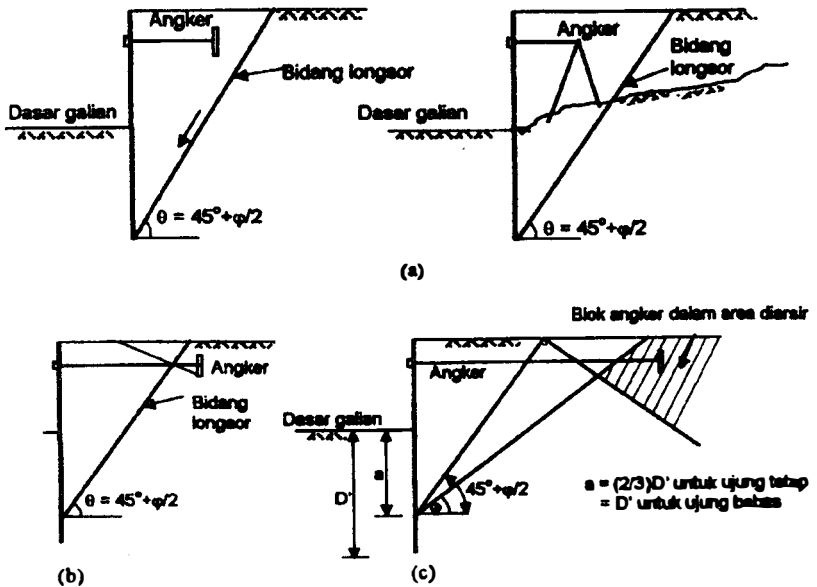
Kapasitas anker ultimit untuk blok anker yang dalam ($h > H$) (**Gambar 1.27c**) secara pendekatan sama dengan kapasitas dukung fondasi yang dasarnya terletak pada kedalaman $\frac{1}{2}$ dari kedalaman blok anker (Terzaghi, 1943).

1.8 Letak Angker

Letak anker harus sedemikian rupa sehingga tidak terletak pada zone tanah yang tidak stabil. Blok anker akan bekerja penuh jika:

1. Zone aktif turap yang akan runtuh tidak memotong bidang longsor blok anker.
2. Blok anker terletak di bawah garis yang ditarik dari ujung bawah turap yang membuat sudut φ terhadap horisontal.

Penempatan blok anker yang benar dan tidak benar seperti yang disarankan oleh Teng (1962), diperlihatkan dalam **Gambar 1.28**.



Gambar 1.28 Penempatan angker.

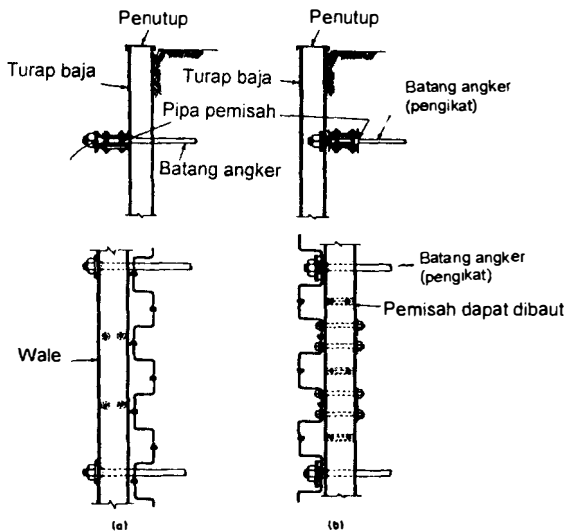
- (a) Angker tidak memberikan tahanan.
- (b) Kapasitas angker terganggu.
- (c) Blok angker bekerja penuh (Teng . 1962).

1.9 Batang Pengikat dan Balok Horisontal

Dalam suatu sistem turap diangker, balok horisontal yang disebut *wale* adalah balok yang berfungsi menahan gaya horisontal turap. Gaya ini oleh *wale* ditransfer ke batang pengikat (*tie rod*). Umumnya *wale* merupakan sepasang besi profil U yang dipasang horisontal. Gambar 1.29 menunjukkan pemasangan *wale* diluar permukaan turap dan didalam permukaan turap. Batang pengikat dapat berbentuk bulat atau persegi yang dibuat dari baja. Jika batang pengikat dipasang tegak lurus terhadap turap, maka *wale* murni menahan momen, sedang batang pengikat umumnya batang yang menahan tarik.

Jika terdapat lapisan tanah lunak di bawah batang pengikat, akibat beban tanah urug, tanah lunak ini akan berkonsolidasi, sehingga terjadi penurunan. Penurunan kecil saja akan berakibat batang pengikat menjadi melengkung atau melonggar. Untuk mengeliminasi hal ini, maka batang

pengikat didukung tiang-tiang pada interval 6 – 10 m. Tiang-tiang harus dipancang sampai lapisan tanah kuat di bawah lapisan tanah lunak tersebut.



Gambar 1.29 Pemasangan batang pengikat (*tie rod*) dan balok horisontal (*wale*).

- (a) *Wale* diluar permukaan turap.
 (b) *Wale* didalam permukaan turap.

Contoh soal 1.4:

Turap dengan angker ditunjukkan pada **Gambar C1.4**. Data tanah sebagai berikut:

Di atas galian: $\gamma_d = 13 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$, $c = 0 \text{ kPa}$

Di bawah galian: $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 33^\circ$, $c = 0 \text{ kPa}$

Tentukan kedalaman turap dengan cara ujung bebas, dan hitung gaya pada angker. Untuk menghitung tekanan tanah pada dinding digunakan teori Rankine.

Penyelesaian:

Tanah di atas galian : $K_{a1} = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2) = \tan^2 (45^\circ - 15^\circ) = 0,33$

$$: K_{p1} = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) = \text{tg}^2 (45^\circ + 15^\circ) = 3$$

$$\text{Tanah di bawah galian} : K_{a2} = \text{tg}^2 (45^\circ - 16,5^\circ) = 0,29$$

$$: K_{p2} = \text{tg}^2 (45^\circ + 16,5^\circ) = 3,39$$

Tekanan tanah pada kedalaman dasar galian:

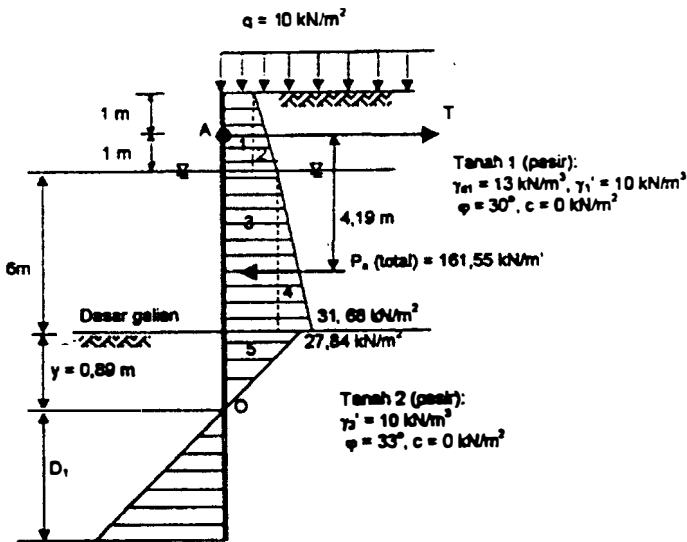
$$q' = \sum \gamma_i H_i + q = (2 \times 13) + (6 \times 10) + 10 = 96 \text{ kN/m}^2$$

$$y = \frac{q' K_{a2}}{(K_{p2} - K_{a2}) \gamma_2} = \frac{96 \times 0,29}{(3,39 - 0,29) \times 10} = \frac{27,84}{31} = 0,89 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman } 0 \text{ m} : qK_{a1} = 10 \times 0,33 = 3,3 \text{ kN/m}^2$$

$$2 \text{ m} : qK_{a1} + h_1 \gamma_1 K_{a1} = 3,3 + (2 \times 13 \times 0,33) = 11,88 \text{ kN/m}^2$$

$$8 \text{ m} : qK_{a1} + h_1 \gamma_1 K_{a1} + h_2 \gamma_1' K_{a1} = 3,3 + 8,58 + (6 \times 10 \times 0,33) = 31,68 \text{ kN/m}^2$$



Gambar C1.4.

Elevasi muka air di muka dan di belakang turap sama, maka tekanan air pada turap nol (saling meniadakan). Hitungan tekanan tanah dan momen terhadap A, diperlihatkan dalam Tabel C1.1.

Tabel C1.1.

No	Tekanan total tanah (kN/m)	Jarak ke A (m)	Momen ke A (kN.m)
1	$3,3 \times 2 = 6,60$	0	0
2	$0,5 \times 11,88 \times 2 = 11,88$	0,33	3,92
3	$11,88 \times 6 = 71,28$	4,00	285,12
4	$0,5(31,68 - 11,88) \times 6 = 59,40$	5,00	297,00
5	$0,5 \times 0,89 \times 27,84 = 12,39$	7,30	90,45
	161,55		676,49

Jarak titik tangkap gaya-gaya terhadap titik A:

$$L = \frac{676,49}{161,55} = 4,19 \text{ m}$$

Menurut **Persamaan (1.20)**:

$$LP_a - \frac{1}{2} D_1^2 \gamma_2' (K_{p2} - K_{a2}) (H_w + b + y + \frac{2}{3} D_1) = 0$$

$$676,49 - \frac{1}{2} \times D_1^2 \times 10 \times (3,39 - 0,29) \times (6 + 1 + 0,89 + \frac{2}{3} D_1) = 0$$

$$676,49 - 122,30 D_1^2 - 10,33 D_1^3 = 0$$

Dengan cara coba-coba, diperoleh $D_1 = 2,15 \text{ m}$

$$y + D = 0,89 + 2,15 = 3,04 \text{ m}$$

Kedalaman penembusan turap $D = 1,2 \times 3,04 = 3,65 \text{ m}$

Panjang turap total $= 3,65 + 8 = 11,65 \text{ m}$

Gaya pada angker (diambil pada $D_1 = 2,15 \text{ m}$)

$$T = \sum P_a - \frac{1}{2} (K_{p2} - K_{a1}) D_1^2 \gamma_2'$$

$$= 161,55 - \frac{1}{2} \times (3,39 - 0,29) \times 2,15^2 \times 10 = 89,90 \text{ kN/m}$$

Contoh soal 1.5:

Bila dalam **Contoh soal 1.4**, di depan turap tidak ada genangan air, berapa kedalaman penetrasi turap yang aman dan gaya angkernya.

Penyelesaian:

$$y = \frac{q' K_{a2} + h_2 \gamma_w}{\gamma_2' (K_{p2} - K_{a2})} = \frac{96 \times 0,29 + 6 \times 9,81}{10 \times 3,1} = 2,80 \text{ m}$$

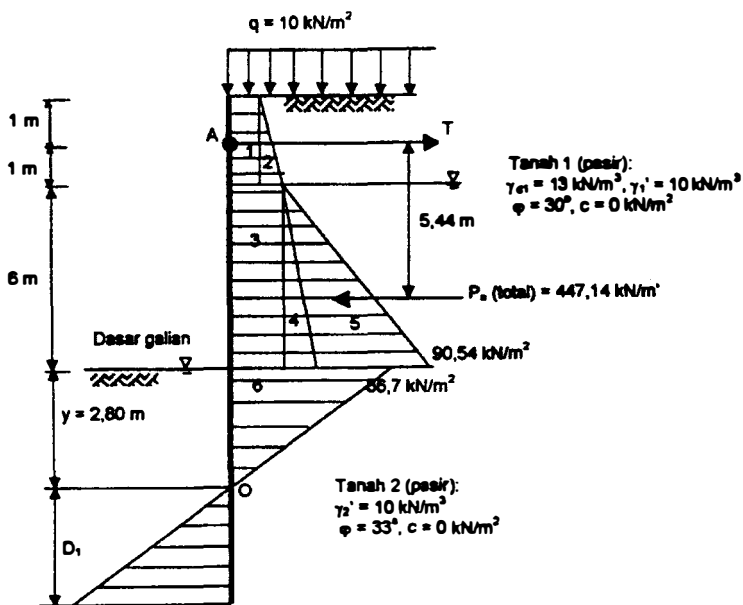
Hitungan tekanan tanah dan momen terhadap A, dilakukan dalam **Tabel C1.2**.

Pada diagram tekanan no.6, tekanan pada dasar galian didasarkan pada koefisien tekanan aktif K_{a2} :

$$q'K_{a2} + h_2\gamma_w = 96 \times 0,29 + 6 \times 9,81 = 86,70 \text{ kN/m}^2$$

Resultan gaya tekanan aktif terhadap titik A:

$$L = \frac{2431,48}{447,14} = 5,44 \text{ m}$$



Gambar C1.5.

Tabel C1.2.

No	Tekanan total tanah (kN/m)	Jarak ke A (m)	Momen ke A (kN.m)
1	$3,3 \times 2 = 6,6$	0	0
2	$0,5 \times 11,88 \times 2 = 11,88$	0,33	3,92
3	$11,88 \times 6 = 71,28$	4	285,12
4	$0,5(31,68 - 11,88) \times 6 = 59,4$	5	297
5	$0,5 \times 6^2 \times 9,81 = 176,6$	5	882,9
6	$0,5 \times 2,80 \times 86,70 = 121,38$	7,93	962,54
	447,14		2431,48

Menentukan panjang penetrasi turap, dilakukan dengan mengambil $\sum M_A = 0$ (pada angker):

$$LP_a - \frac{1}{2} D_1^2 \gamma_2' (K_{p2} - K_{a2}) (H_w + b + y + 2/3 D_1) = 0$$

$$2431,48 - \frac{1}{2} D_1^2 \times 10 \times 3,1 \times (6 + 1 + 2,80 + 2/3 D_1) = 0$$

$$2431,48 - 151,9 D_1^2 - 10,33 D_1^3 = 0$$

Dengan cara coba-coba, diperoleh $D_1 = 3,60$ m

$$y + D_1 = 2,80 + 3,6 = 6,4 \text{ m}$$

Dengan mengalikan 1,2, diperoleh $D' = 1,2 \times 6,4 = 7,68$ m

Dipakai kedalaman penembusan turap $D' = 7,70$ m

Panjang turap total = $8 + 7,7 = 15,7$ m.

Gaya angker :

$$T = \sum P_a - 0,5 (K_{p2} - K_{a2}) D_1 \gamma_2'$$

$$= 447,14 - 0,5 \times 3,1 \times 3,6 \times 10 = 391,34 \text{ kN/m}$$

Contoh soal 1.6:

Bila dalam **Contoh soal 1.4**, tanah di bawah galian berupa tanah lempung dengan $c_u = 40 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 0$, dan $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, hitung kedalaman penetrasi turap (D) dan gaya yang terjadi pada angker (T).

Penyelesaian:

Hitungan momen terhadap A , ditunjukkan dalam **Tabel C1.3**.

Tabel C1.3.

No	Tekanan total (kN/m)	Jarak ke A (m)	Momen ke A (kN.m)
1	$3,3 \times 2 = 6,6$	0	0
2	$0,5 \times 11,88 \times 2 = 11,88$	0,33	3,92
3	$11,88 \times 6 = 71,28$	4	285,12
4	$0,5 (31,68 - 11,88) \times 6 = 59,4$	5	297
	149,16		586,04

Jarak titik tangkap gaya terhadap A :

Resultan gaya tekanan aktif terhadap titik A :

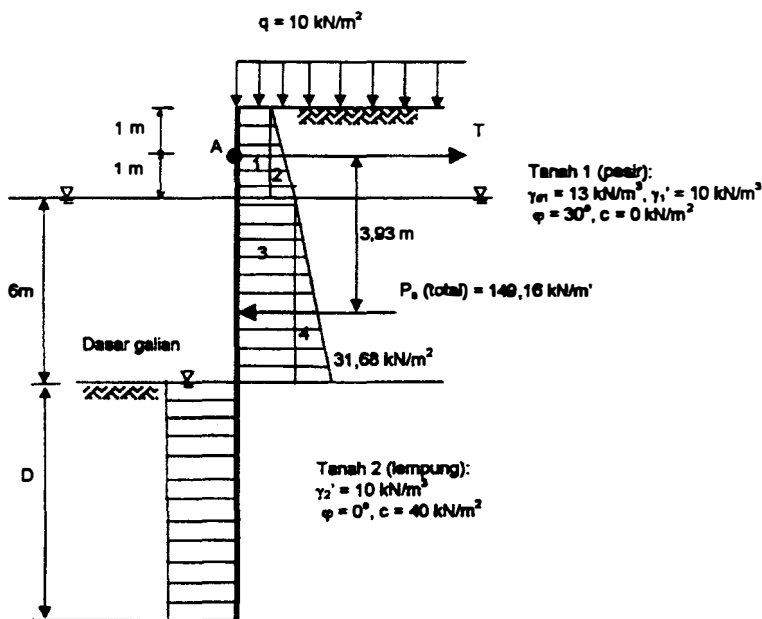
$$L = \frac{586,04}{149,16} = 3,93 \text{ m}$$

Jumlah momen terhadap A sama dengan nol:

$$LP_a - D(4c - q')(H_w + b + \frac{1}{2}D) = 0$$

$$586,04 - D(4 \times 40 - 96)(6 + 1 + \frac{1}{2}D) = 0$$

$$586,04 - 448D - 32D^2 = 0$$



Gambar C1.6.

Diperoleh $D = 1,20 \text{ m}$

Dengan mengalikan 1,2, diperoleh $D' = 1,2 \times 1,20 = 1,44 \text{ m}$

Dipakai kedalaman penembusan turap $D' = 1,50 \text{ m}$

Panjang turap total = 1,50 + 8 = 9,50 m.

Gaya pada angker :

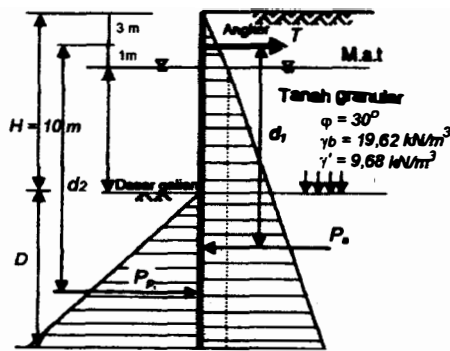
$$T = \sum P_a - (4c - q')D$$

$$= 149,16 - (160 - 96) \times 1,20 = 72,36 \text{ kN/m}$$

Contoh soal 1.7:

Turap dengan angker ditunjukkan pada **Gambar C1.7**. Tanah berupa pasir homogen dengan: $\gamma_b = 19,62 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 9,68 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$, $c = 0 \text{ kPa}$. Bila turap dianggap ujung bebas, tentukan:

- Kedalaman turap (D') dan panjang turap total yang dibutuhkan
- Gaya tarik angker (T)
- Momen maksimum (M_{mak}) pada turap
- Idem soal (a), (b) dan (c) dengan menggunakan menggunakan grafik.



Gambar C1.7.

Penyelesaian:

Dalam hitungan akan digunakan cara-1.

$$K_a = \text{tg}^2(45 - \varphi/2) = \text{tg}^2(45 - 30/2) = 0,33$$

$$K_a = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) = \text{tg}^2(45 + 30/2) = 3$$

Tekanan tanah aktif (**Persamaan (1.14)**):

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{\gamma K_a}{2} (a+b)^2 + \gamma K_a (a+b)(H_w + D) + \frac{\gamma' K_a}{2} (H_w + D)^2 \\ &= \frac{19,62 \times 0,33}{2} (3+1)^2 + 19,62 \times 0,33 (3+1)(6+D) + \frac{9,68 \times 0,33}{2} (6+D)^2 \\ &= 51,8 + 25,9(6+D) + 1,6(6+D)^2 \end{aligned}$$

Tekanan tanah pasif (**Persamaan (1.15)**):

$$P_p = \frac{\gamma' K_p}{2} D^2 = 0,5 \times 9,68 \times 3 \times D^2 = 14,5 D^2$$

(a) Kedalaman penetrasi dan panjang turap total:

Momen P_a terhadap angker A:

$$\begin{aligned} d_1 P_a &= -\frac{\gamma K_a}{2} (a+b)^2 \left(\frac{a+b}{3} - b \right) + \gamma K_a (a+b) (H_w + D) \left(\frac{H_w + D}{2} + b \right) \\ &\quad + \frac{\gamma' K_a}{2} (H_w + D)^2 \left[\frac{2}{3} (H_w + D) + b \right] \\ &= -\frac{19,62 \times 0,33}{2} (3+1)^2 \left(\frac{3+1}{3} - 1 \right) + 19,62 \times 0,33 (3+1) (6+D) \left(\frac{6+D}{2} + 1 \right) \\ &\quad + \frac{9,68 \times 0,33}{2} (6+D)^2 \left[\frac{2}{3} (6+D) + 1 \right] \end{aligned}$$

Diselesaikan:

$$d_1 P_a = 892,51 + 315,8D + 33,8D^2 + 1,07D^3$$

Momen P_p terhadap angker:

$$\begin{aligned} d_2 P_p &= \frac{\gamma' K_p}{2} D^2 (H_w + b + \frac{2}{3} D) \\ &= 14,5 D^2 (6+1+\frac{2}{3} D) = 101,5 D^2 + 9,7 D^3 \end{aligned}$$

Persamaan:

$$d_1 P_a - d_2 P_p = 0$$

$$892,51 + 315,8D + 33,8D^2 + 1,07D^3 = 101,5 D^2 + 9,7D^3$$

$$8,63D^3 + 67,71D^2 - 315,8D - 892,5 = 0$$

$$D^3 + 7,85D^2 - 36,6D - 103,4 = 0$$

Dengan coba-coba, diperoleh $D = 4,70$ m.

$$D' = 1,2 \times D = 1,2 \times 4,70 = 5,64 \text{ dibulatkan } D' = 5,70 \text{ m}$$

Panjang turap total yang dibutuhkan

$$= 10 + 5,70 = 15,70 \text{ m}$$

(c) Gaya tarik angker:

Untuk $D = 4,70$ m

$$\begin{aligned}P_a &= 51,8 + 25,9(6 + D) + 1,6(6 + D)^2 \\&= 51,8 + 25,9(6 + 4,70) + 1,6(6 + 4,70)^2 = 512,1 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$P_p = 14,5D^2 = 14,5 \times 4,70^2 = 320,31 \text{ kN}$$

$$T = P_a - P_p = 512,1 - 320,31 = 191,8 \text{ kN/m}$$

(d) Momen maksimum

Momen maksimum terjadi pada $\Sigma F_x = 0$ (gaya lintang nol). Dimisalkan lebih dulu bahwa $\Sigma F_x = 0$ terletak di atas dasar galian.

$$0,5(a + b)^2 \gamma_b K_a + x(a + b) \gamma_b K_a + 0,5x^2 \gamma' K_a - T = 0$$

$$0,5(3 + 1)^2 \times 19,62 \times 0,33 + 4x \times 19,62 \times 0,33 + 0,5x^2 \times 9,68 \times 0,33 - 191,8 = 0$$

$$1,6x^2 + 25,9x + 51,8 - 191,8 = 0$$

$$1,6x^2 + 25,9x - 140 = 0$$

$$\text{Diperoleh, } x = 4,4 \text{ m}$$

Diperoleh $x = 4,4$ m di bawah muka air atau $1,6$ m di atas galian (jadi pemisalan benar).

$$\begin{aligned}M_{\text{mak}} &= (4,4 + 1)191,8 - (4,4 + 4/3)51,8 - (4,4)(4,4/2)25,9 \\&\quad + (4,4)^2(4,4/3)1,6 = 442,76 \text{ kN.m/m}\end{aligned}$$

(e) Dengan menggunakan grafik

Lokasi angker pada $3/10 = 0,3H$ tidak sama dengan $0,25H$. Dengan demikian bila digunakan grafik pada **Gambar 1.20**, sebenarnya tidak tepat, namun dapat diharapkan hasilnya mendekati.

$$\gamma'/\gamma_b = 9,68/19,62 = 0,493 \approx 0,5$$

Dari **Gambar 1.20**, untuk $K_p/K_a = 3/0,33 = 9$

$\alpha = 4/10 = 0,4$, $\gamma' = 0,5\gamma$ diperoleh:

$$D/H = 0,48$$

Jadi, $D = 0,48 \times 10 = 4,8$ m,

mendekati soal (a), $D = 4,70$ m.

$$\frac{T}{\gamma' K_a H^2} = 0,58$$

$$T = 0,59 \times 9,68 \times 0,33 \times 10^2 = 188,5 \text{ kN/m},$$

mendekati soal (c), $T = 191,8 \text{ kN/m}$

$$\frac{M_{\text{mak}}}{\gamma' K_a H^3} = 0,16$$

$$M_{\text{mak}} = 0,15 \times 9,68 \times 0,33 \times 10^3 = 447,2 \text{ kN.m/m},$$

mendekati soal (b) $M_{\text{mak}} = 442,76 \text{ kN.m/m}$

Contoh soal 1.8:

Diketahui turap dengan angker yang ditunjukkan dalam **Gambar C1.8**. Tanah di belakang turap terdiri 2 lapis tanah granuler dengan:

Lapisan 1: pasir urug: $c_1 = 0$; $\phi_1 = 35^\circ$; $\gamma_{\text{dl}} = 11 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$

Lapisan 2: pasir (tanah asli): $c_2 = 0$; $\phi_2 = 37^\circ$; $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$;

$$\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ kN/m}^3$$

Hitung kedalaman penetrasi turap (D) (metode ujung-bebas), panjang turap total dan gaya tarik angker (T).

Penyelesaian :

Penyelesaian akan dilakukan dengan 2 cara.

(b) Cara-1

Koefisien-koefisien tekanan tanah aktif dan pasif:

$$K_{a1} = \text{tg}^2(45^\circ - 35^\circ/2) = 0,27$$

$$K_{a2} = \text{tg}^2(45^\circ - 37^\circ/2) = 0,25$$

$$K_{p2} = \text{tg}^2(45^\circ + 37^\circ/2) = 4,00$$

$$\gamma_1' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 20 - 9,81 = 10,19 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_2' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 22 - 9,81 = 12,19 \text{ kN/m}^3$$

Dihitung lebih dulu (lihat **Gambar C1.8a**) :

$$a = qK_{a1} = 5 \times 0,27 = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

$$b = h_1 \gamma_{\text{dl}} K_{a1} = 0,5 \times 11 \times 0,27 = 1,485 \text{ kN/m}^2$$

$$c = (h_2 + h_3) \gamma_1' K_{a1} = (1 + 2) \times 10,19 \times 0,27 = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

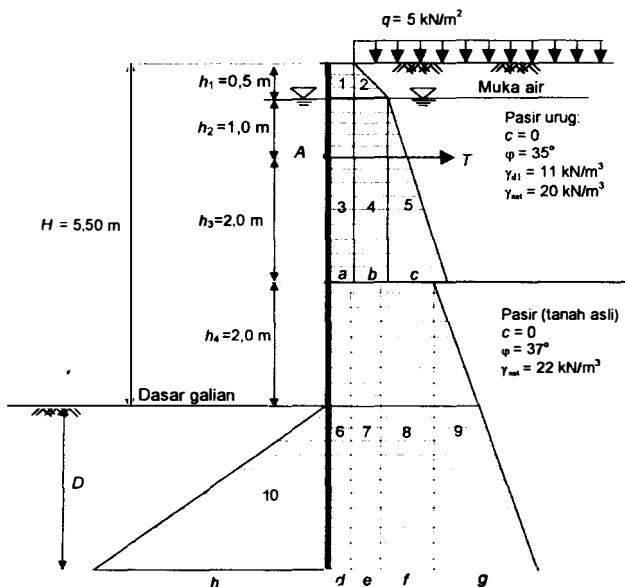
$$d = q K_{a2} = 5 \times 0,25 = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

$$e = h_1 \gamma_{d1} K_{a2} = 0,5 \times 11 \times 0,25 = 1,38 \text{ kN/m}^2$$

$$f = (h_2 + h_3) \gamma_1' K_{a2} = (1 + 2) \times 10,19 \times 0,25 = 7,64 \text{ kN/m}^2$$

$$g = (D + 2) \gamma_2' K_{a2} = (D + 2) \times 12,19 \times 0,25 = 3,05(D + 2)$$

$$h = (D) \gamma_2' K_{p2} = D \times 12,19 \times 4 = 48,76 D$$



Gambar C1.8a.

Hitungan momern terhadap angker A ditunjukkan dalam Tabel C1.4.

Syarat keseimbangan, $\Sigma M_A = 0$

$$-15,31D^3 - 83,215D^2 + 65,48D + 89,695 = 0$$

Penyelesaian dengan cara coba-coba, diperoleh: $D = 1,30 \text{ m}$.

Kedalaman penetrasi turap:

$$D' = 1,2D = 1,2(1,30) = 1,56 \text{ m}$$

Jadi, panjang total turap = $5,5 + 1,56 = 7,06 \text{ m}$

Tabel C1.4

No	Tekanan tanah total kN/m	Lengan ke A (m)	Momen ke A (kN.m)
1	$1,35 \times 0,5 = 0,675$	-1,25	-8,44
2	$\frac{1}{2} \times 1,485 \times 0,5 = 0,371$	-1,17	-0,433
3	$1,35 \times 3 = 4,05$	0,5	2,025
4	$1,485 \times 3 = 4,46$	0,5	2,23
5	$\frac{1}{2} \times 8,25 \times 3 = 12,38$	1,0	12,38
6	$(D+2)1,25 = 1,25D + 2,5$	$2+\frac{1}{2}(D+2)$	$0,625D^2 + 5D + 7,5$
7	$(D+2)1,38 = 1,38D + 2,76$	$2+\frac{1}{2}(D+2)$	$0,69D^2 + 5,52D + 8,28$
8	$(D+2)7,64 = 7,64D + 15,28$	$2+\frac{1}{2}(D+2)$	$3,82D^2 + 30,56D + 45,84$
9	$\frac{1}{2}(D+2)3,05(D+2)$ $= 1,525D^2 + 6,1D + 6,1$	$2+\frac{3}{4}(D+2)$	$1,02D^3 + 9,170D^2 + 24,4D + 20,31$
10	$-(\frac{1}{2} \times 48,76D \times D) = -24,38D^2$	$4+\frac{3}{4}D$	$-97,52D^2 - 16,33D^3$
$\Sigma M_A = -15,31D^3 - 83,215D^2 + 65,48D + 89,695$			

Gaya pada angker: $T = \Sigma P_a - \Sigma P_p$

$$\Sigma P_a = 1,525D^2 + 16,37D + 48,576$$

$$\Sigma P_p = 24,38D^2$$

Untuk $D=1,30$ m, diperoleh:

$$\Sigma P_a = 72,43 \text{ kN/m} \text{ dan } \Sigma P_p = 41,20 \text{ kN/m}$$

Gaya pada angker:

$$T = 72,43 - 41,20 = 31,23 \text{ kN/m}$$

(b) Cara-2

Hitungan untuk pembuatan diagram tekanan tanah:

$$a = qK_{a1} = 5 \times 0,27 = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

$$b = h_1 \gamma_{d1} K_{a1} = 0,5 \times 11 \times 0,27 = 1,485 \text{ kN/m}^2$$

$$c = (h_2 + h_3) \gamma_1' K_{a1} = (1 + 2) \times 10,19 \times 0,27 = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

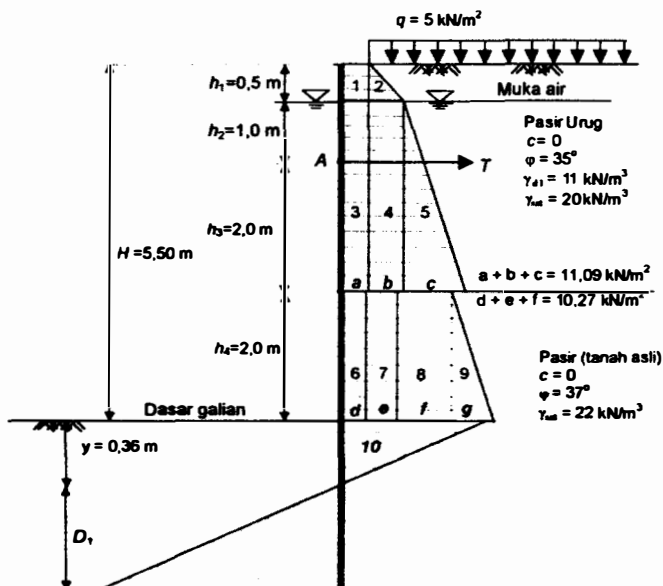
$$d = qK_{a2} = 5 \times 0,25 = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

$$e = h_1 \gamma_{d1} K_{a2} = 0,5 \times 11 \times 0,25 = 1,38 \text{ kN/m}^2$$

$$f = (h_2 + h_3) \gamma_1' K_{a2} = (1 + 2) \times 10,19 \times 0,25 = 7,64 \text{ kN/m}^2$$

$$g = h_4 \gamma_2' K_{a2} = 2 \times 12,19 \times 0,25 = 6,095 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q' &= \Sigma \gamma H = q + h_1 \gamma_{d1} + (h_2 + h_3) \gamma_1' + h_4 \gamma_2' \\ &= 5 + 0,5 \times 11 + (1 + 2) \times 10,19 + 2 \times 12,19 \\ &= 65,45 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



Gambar C1.8b.

Persamaan untuk menentukan panjang y :

$$y = \frac{q' K_{a2}}{\gamma' (K_{p2} - K_{a2})} = \frac{65,45 \times 0,25}{12,19(4 - 0,25)} = 0,36 \text{ m}$$

Hitungan momen terhadap angker A ditunjukkan dalam Tabel C1.5.

Tabel C1.5

No	Tekanan tanah total (kN/m ²)	Lengan ke A (m)	Moment ke A (kN.m)
1	1,35 x 0,5 = 0,675	-1,25	-0,844
2	½ x 1,485 x 0,5 = 0,37	-1,17	-0,433
3	1,35 x 3 = 4,05	0,50	2,025
4	1,485 x 3 = 4,46	0,50	2,23
5	½ x 8,25 x 3 = 12,38	1,00	12,38
6	1,25 x 2 = 2,50	3,00	7,50
7	1,38 x 2 = 2,76	3,00	8,28
8	7,64 x 2 = 15,3	3,00	45,9
9	½ x 6,095 x 2 = 6,095	3,33	20,30
10	½ x 0,36(1,25+1,38+7,64+6,095) = 2,95	4,12	12,154
	51,54		LP _a = 109,464

Persamaan untuk menentukan panjang D_1 :

$$LP_a - \frac{1}{2} \times D_1^2 \times \gamma_2' (K_{p2} - K_{a2})(H_w + y + \frac{2}{3}D_1) = 0$$

$$109,464 - \frac{1}{2} \times D_1^2 \times 12,19 \times 3,75(4 + 0,36 + 0,67D_1) = 0$$

$$109,464 - 22,86 D_1^2(4,36 + 0,67D_1) = 0$$

$$-99,66 D_1^2 - 15,32 D_1^3 + 109,464 = 0$$

$$D_1^3 + 6,51 D_1^2 - 7,15 = 0$$

Dengan cara coba-coba diperoleh, $D_1 = 0,97$ m

Kedalaman penetrasi turap:

$$D = y + D_1$$

$$= 0,36 + 0,97 = 1,33 \text{ m (hampir sama dengan cara 1)}$$

Kedalaman penetrasi turap yang aman

$$D' = 1,2D = 1,2 \times 1,33 = 1,6 \text{ m}$$

Panjang turap total = 5,5 + 1,60 = 7,10 m

Gaya pada angker:

$$T = \Sigma P_a - \frac{1}{2} (K_{p2} - K_{a2}) D_1^2 \times \gamma_2'$$

$$\begin{aligned}
 &= 51,54 - \frac{1}{2} \times 3,75 \times 0,97^2 \times 12,19 \\
 &= 30,03 \text{ kN/m (hampir sama dengan cara 1)}
 \end{aligned}$$

Contoh soal 1.9:

Diketahui turap dengan ukuran seperti ditunjukkan dalam **Gambar C1.9**. Tanah di dasar dan diatas galian berupa pasir dengan karakteristik: $\phi = 30^\circ$ ($K_a = 0,33$, $K_p = 3$), $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$. Dengan menggunakan metode ujung-tetap, tentukan:

- Gaya anker T
- Kedalaman penetrasi turap (D).

Penyelesaian :

a. Tekanan tanah aktif dan pasif pada dasar turap :

$$\begin{aligned}
 p_a &= \gamma K_a (a + b) + \gamma' K_a (H_w + D) \\
 &= (19) 0,33 (3 + 1) + (9) 0,33 (6 + D) \\
 &= 22,8 + (16,2 + 2,7D) \\
 &= 39 + 2,7D \\
 p_p &= \gamma' K_p D = 9 \times 3 \times D = 27D
 \end{aligned}$$

Untuk $\phi = 30^\circ$ dari **Gambar 1.19e**,

$$X = 0,068 H = 0,068 (10) = 0,68 \text{ m}$$

Tekanan tanah aktif total diatas titik B (lihat **Gambar C1.7**)

$$\begin{aligned}
 P_{a1} &= \frac{1}{2} \gamma K_a (a + b)^2 = 0,5 \times 19 \times (0,33) \times 4^2 = 45,6 \text{ kN/m} \\
 y &= 6,68 + 4/3 = 8,01 \text{ m} \\
 P_{a2} &= \gamma K_a (a + b) (H_w + X) = 19 \times (0,33) \times 4 \times (6 + 0,68) \\
 &= 152,304 \text{ kN/m} \\
 y &= 3,34 \text{ m} \\
 P_{a3} &= \frac{1}{2} \gamma' K_a (H_w + X)^2 = 0,5 \times 9 \times (0,33) \times 6,68^2 = 60,24 \text{ kN/m} \\
 y &= 2,23 \text{ m} \\
 P_{p4} &= \frac{1}{2} \gamma' K_p (X)^2 = 0,5 \times 9 \times 3 \times 0,68^2 = 6,24 \text{ kN/m} \\
 y &= 0,68/3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma M_c = 0;$$

$$(T \times 7,68) + \{6,24 \times (0,68/3)\} = (45,6 \times 8,01) + (152,304 \times 3,34) + (60,24 \times 2,23)$$

$$7,68T = 365,256 + 508,695 + 134,335 - 1,414$$

$$T = 131,10 \text{ kN/m}$$

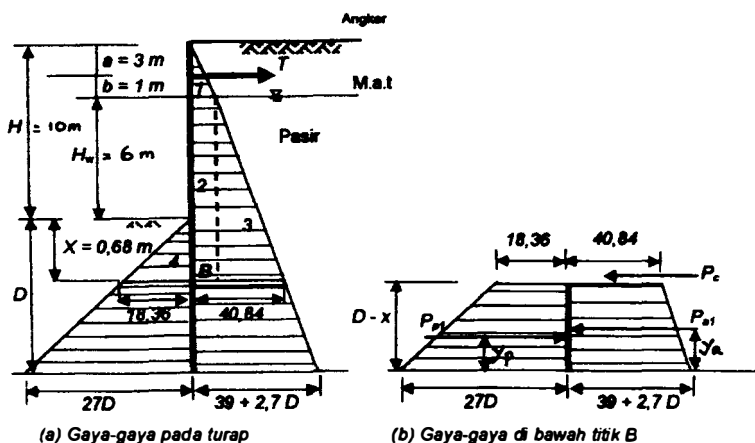
(b) Menentukan kedalaman pemancangan turap (D)

$$\Sigma F_x = 0;$$

$$T + P_c = \Sigma P_a = 45,6 + 152,304 + 60,24 - 6,24$$

$$131,10 + P_c = 251,904$$

$$P_c = 120,801 \text{ kN/m}$$



Gambar C1.9.

Tekanan tanah total dibawah titik B (lihat Gambar C1.9) :

$$P_{p1} = \left(\frac{27D + 18,36}{2} \right) (D - X)$$

$$y_p = \left(\frac{D - X}{3} \right) \left(\frac{(2 \times 18,36) + 27D}{27D + 18,36} \right)$$

$$P_{a1} = \left(\frac{39 + 2,7D + 40,84}{2} \right) (D - X)$$

$$y_a = \left(\frac{D - X}{3} \right) \left(\frac{(2 \times 40,84) + 39 + 2,7D}{39 + 2,7D + 40,836} \right)$$

$$\Sigma M_{\text{dasar turap}} = 0$$

$$P_c (D - X) = P_{p1} y_p - P_{a1} y_a$$

$$P_c = \frac{D - X}{6} (24,3D - 83,952)$$

dengan substitusi $P_c = 120,801 \text{ kN/m}$ dan $X = 0,68 \text{ m}$ diperoleh,

$$24,3D^2 - 100,476D - 667,7186 = 0$$

$$D_1 = -3,57$$

$$D_2 = 7,70$$

Dipilih nilai positifnya, $D = 7,70 \text{ m}$

$$D' = 1,2 D = 1,2 \times 7,7 = 9,24 \text{ m}$$

Panjang turap total = $H + D' = 10 + 9,24 = 19,24 \text{ m}$.

FONDASI TIANG

2.1 Pendahuluan

Fondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Fondasi jenis ini dapat juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban angin. Tiang-tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan dermaga. Pada bangunan ini, tiang-tiang dipengaruhi oleh gaya-gaya benturan kapal dan gelombang air.

Fondasi tiang digunakan untuk beberapa maksud, antara lain :

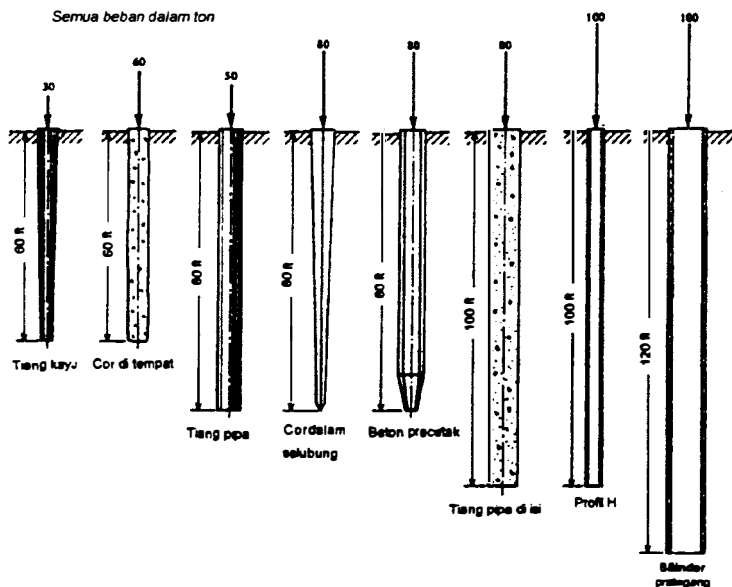
1. Untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat.
2. Untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga fondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan dinding tiang dengan tanah di sekitarnya.
3. Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatik atau momen penggulingan.
4. Untuk menahan gaya-gaya horisontal dan gaya yang arahnya miring.
5. Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah.
6. Untuk mendukung fondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

Fondasi tiang dapat dibagi menjadi 3 kategori sebagai berikut :

1. **Tiang perpindahan besar** (*large displacement pile*), yaitu tiang pejal atau berlubang dengan ujung tertutup yang dipancang ke dalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume tanah yang relatif besar. Termasuk dalam tiang perpindahan besar adalah tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang (pejal atau berlubang), tiang baja bulat (tertutup pada ujungnya).

2. **Tiang perpindahan kecil (*small displacement pile*)** adalah sama seperti tiang kategori pertama hanya volume tanah yang dipindahkan saat pemancangan relatif kecil, contohnya: tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang beton prategang berlubang dengan ujung terbuka, tiang baja *H*, tiang baja bulat ujung terbuka, tiang ulir.
3. **Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*)** terdiri dari tiang yang dipasang di dalam tanah dengan cara menggali atau mengebor tanah. Termasuk dalam tiang tanpa perpindahan adalah tiang bor, yaitu tiang beton yang pengecorannya langsung di dalam lubang hasil pengeboran tanah (pipa baja diletakkan dalam lubang dan dicor beton).

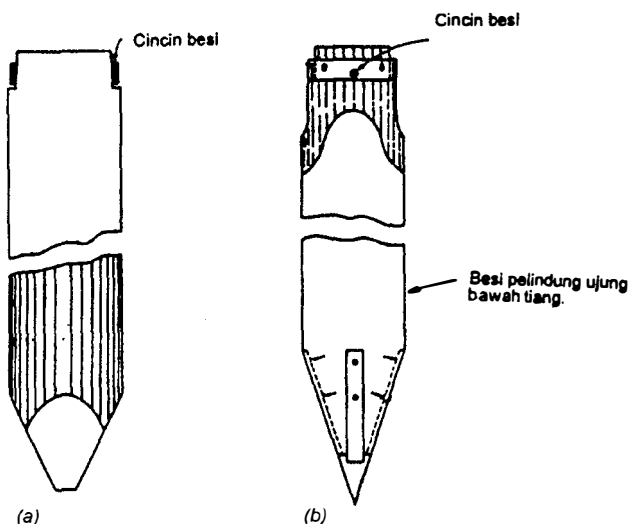
Gambar 2.1 menunjukkan panjang maksimum dan beban maksimum untuk berbagai macam tiang yang umum dipakai dalam praktek (Carson, 1965).



Gambar 2.1 Panjang dan beban maksimum untuk berbagai macam tipe tiang yang umum dipakai dalam praktek (Carson, 1965).

2.1.1 Tiang Kayu

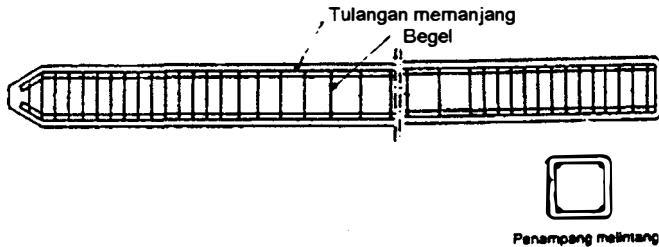
Tiang kayu (**Gambar 2.2**) umumnya murah dan mudah penanganannya. Permukaan tiang dapat dilindungi ataupun tidak dilindungi tergantung dari kondisi tanah. Tiang kayu ini dapat mengalami pembusukan atau rusak akibat dimakan serangga. Untuk menghindari kerusakan pada waktu pemancangan, ujung tiang dilindungi dengan sepatu dari besi. Beban maksimum yang dapat dipikul oleh tiang kayu tunggal dapat mencapai 270 - 300 kN.



Gambar 2.2 Tiang kayu.

2.1.2 Tiang Beton Pracetak

Tiang beton pracetak umumnya berbentuk prisma atau bulat (**Gambar 2.3**). Tiang-tiang dicetak di lokasi tertentu, kemudian diangkut ke lokasi pembangunan. Ukuran diameter yang biasanya dipakai untuk tiang yang tidak berlubang diantara 20 sampai 60 cm. Untuk tiang yang berlubang diameternya dapat mencapai 140 cm. Panjang tiang beton pracetak biasanya berkisar diantara 20 sampai 40 m. Untuk tiang beton berlubang bisa sampai 60 m. Beban maksimum untuk tiang ukuran kecil dapat berkisar di antara 300 sampai 800 kN.



Gambar 2.3 Tiangbeton pracetak.

Keuntungan pemakaian tiang pancang pracetak, antara lain :

1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah.
3. Tiang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam.
4. Pemancangan tiang dapat menambah kepadatan tanah granuler.

Kerugian:

1. Penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.
2. Tiang kadang-kadang rusak akibat pemancangan.
3. Pemancangan sulit, bila diameter tiang terlalu besar.
4. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan di sekitarnya.
5. Penulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkutan dan pemancangan tiang.

2.1.3 Tiang Beton Cetak di Tempat

Tiang beton cetak di tempat terdiri dari 2 tipe, yaitu :

1. Tiang yang berselubung pipa.
2. Tiang yang tidak berselubung pipa.

Pada tiang yang berselubung pipa, pipa baja dipancang lebih dulu ke dalam tanah. Kemudian, ke dalam lubang dimasukkan adukan beton. Pada akhirnya nanti, pipa besi tetap tinggal di dalam tanah. Termasuk jenis tiang ini adalah tiang *Standar Raimond* (**Gambar 2.4**).

Pada tiang yang tidak berselubung pipa, pipa baja yang berlubang dipancang lebih dulu ke dalam tanah. Kemudian ke dalam lubangnya dimasukkan adukan beton dan pipa ditarik keluar ketika atau sesudah pengecoran.

Termasuk jenis tiang ini adalah tiang *Franki* (**Gambar 2.5**). Pelaksanaan pemasangan tiang *Franki* adalah sebagai berikut:

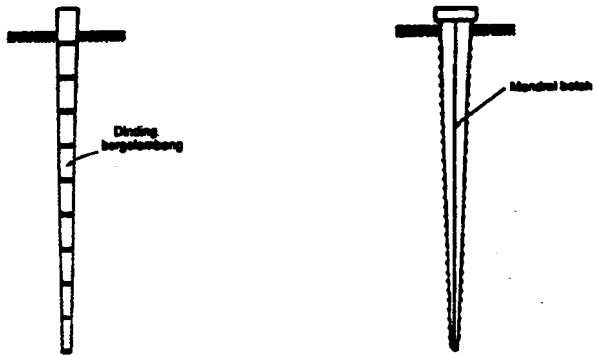
Mula-mula pipa baja dipancang ke dalam tanah dengan kedalaman yang tak begitu dalam. Kemudian, adukan beton dengan faktor air semen rendah, diisi ke dalam dasar lubang sehingga membentuk sumbat di ujung tiang. Sumbat beton ini dipukul dengan pemukul yang dapat masuk ke dalam pipa. Selama proses pemukulan, sumbat beton menjadi satu kesatuan dengan pipa. Setelah pipa mencapai kedalaman yang dikehendaki, pipa ditahan agar tidak dapat turun, dan beton sumbat dipukul hingga keluar dari pipa. Setelah itu, beton dicorkan ke dalam pipa. Beton sumbat yang keluar dari pipa bawah, diusahakan membentuk gelembung (**Gambar 2.5**).

Keuntungan pemakaian tiang *Franki*, antara lain :

1. Panjang tiang dapat disesuaikan dengan kondisi tanah.
2. Pembesaran ujung tiang menambah kapasitas dukung tanah.
3. Penulangan tidak dipengaruhi oleh masalah pengangkutan atau tegangan yang timbul akibat pemancangan.
4. Tiang dapat dipancang dengan ujung yang tertutup hingga tidak dipengaruhi air tanah.
5. Gangguan suara dan getaran dapat direduksi dengan menggunakan cara tertentu.

Kerugiannya :

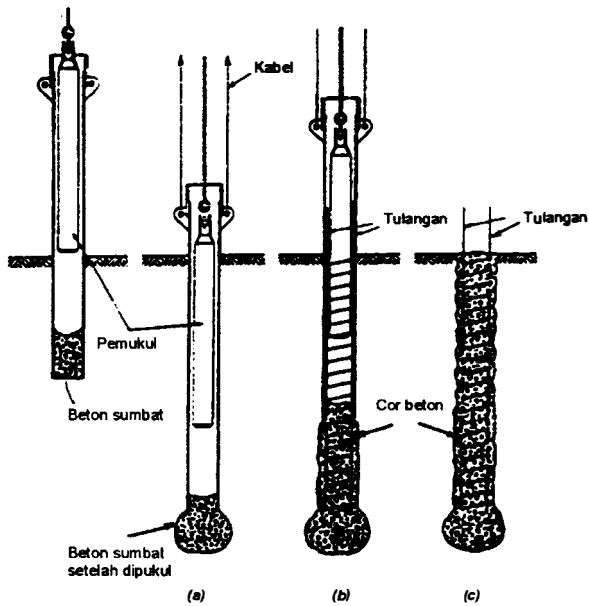
1. Kenaikan permukaan tanah akibat pemancangan dapat merugikan bangunan di sekitarnya.
2. Gangguan tanah dapat mengakibatkan rekonsolidasi dan timbulnya gaya gesek dinding negatif pada tiang sehingga mengurangi kapasitas dukungnya.
3. Pemancangan dapat mengakibatkan terangkatnya tiang yang telah lebih dulu dipancang.
4. Mutu beton tidak dapat diketahui setelah selesai pelaksanaan.
5. Mutu beton dapat berkurang akibat pengaruh air pada penarikan pipa selubung.
6. Panjang tiang terbatas oleh gaya tarik maksimum yang dapat dilakukan pada waktu menarik pipa selubung.
7. Tiang tidak dapat dipancang dengan diameter yang besar.
8. Pemancangan menimbulkan suara keras, getaran yang timbul dan deformasi tanah dapat membahayakan bangunan di sekitarnya.



(a) Dinding tiang berombak

(b) Dinding tiang tidak berombak

Gambar 2.4 Tiang Standar Raimond.



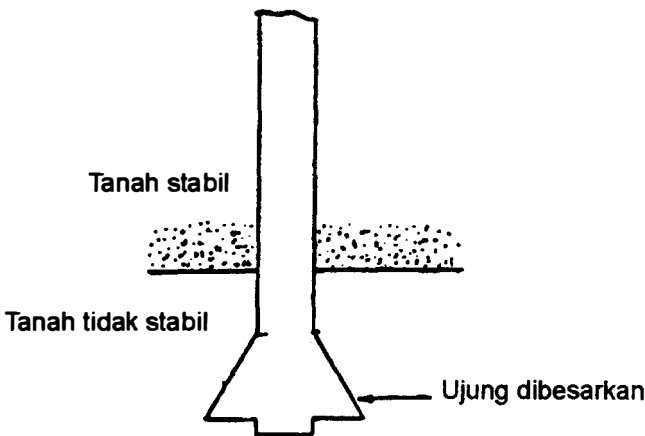
Gambar 2.5 Tiang Franki.

2.1.4 Tiang Bor

Tiang bor dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, baru kemudian diisi dengan tulangan dan dicor beton. Tiang ini, biasanya, dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung air, pipa besi dibutuhkan untuk menahan dinding lubang dan pipa ini ditarik ke atas pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung ujung tiang (**Gambar 2.6**).

Keuntungan penggunaan tiang bor, antara lain :

1. Tidak ada resiko kenaikan muka tanah.
2. Kedalaman tiang dapat divariasikan.
3. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium.
4. Tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam, dengan diameter besar, dan dapat dilakukan pembesaran ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batu lunak.
5. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.



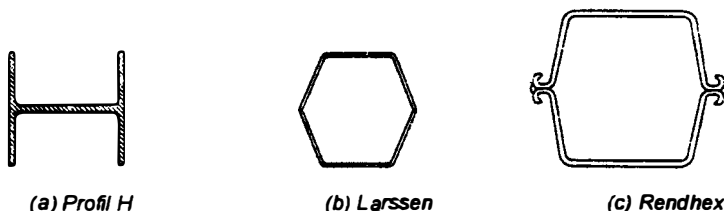
Gambar 2.6 Tiang bor.

Kerugian:

1. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil.
2. Pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
3. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang.
4. Pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.

2.1.5 Tiang Baja Profil

Tiang baja profil termasuk tiang pancang, dengan bahan yang terbuat dari baja profil. Tiang ini mudah penanganannya dan dapat mendukung beban pukulan yang besar waktu dipancang pada lapisan yang keras. Bentuk baja profil berbentuk profil *H*, empat persegi panjang, segi enam dan lain-lainnya (**Gambar 2.7**).



Gambar 2.7 Tampang melintang tiang baja profil.

2.1.6 Tiang Komposit

Beberapa kombinasi bahan tiang pancang atau tiang bor dengan tiang pancang dapat digunakan untuk mengatasi masalah-masalah pada kondisi tanah tertentu. Problem pembusukan tiang kayu di atas muka air tanah misalnya, dapat diatasi dengan memancang tiang komposit yang terdiri tiang beton di bagian atas dan tiang kayu di bagian bawah zone muka air tanah.

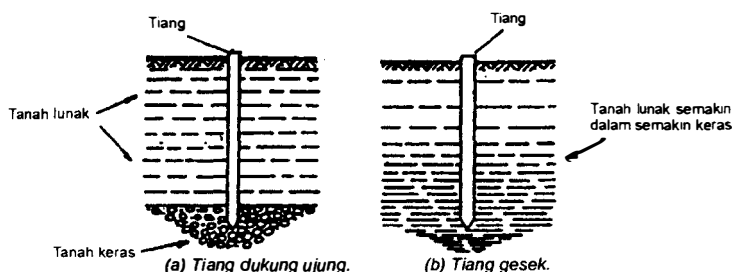
2.2 Tiang Dukung Ujung dan Tiang Gesek

Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat dibagi menjadi 2 macam, yaitu:

1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)
2. Tiang gesek (*friction pile*).

Tiang dukung ujung adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya tiang dukung ujung berada dalam zone tanah yang lunak yang berada di atas tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan. Kapasitas tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada di bawah ujung tiang (**Gambar 2.8a**).

Tiang gesek adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya (**Gambar 2.8b**). Tahanan gesek dan pengaruh konsolidasi lapisan tanah di bawahnya diperhitungkan pada hitungan kapasitas tiang.



Gambar 2.8 Tiang ditinjau dari cara mendukung bebannya.

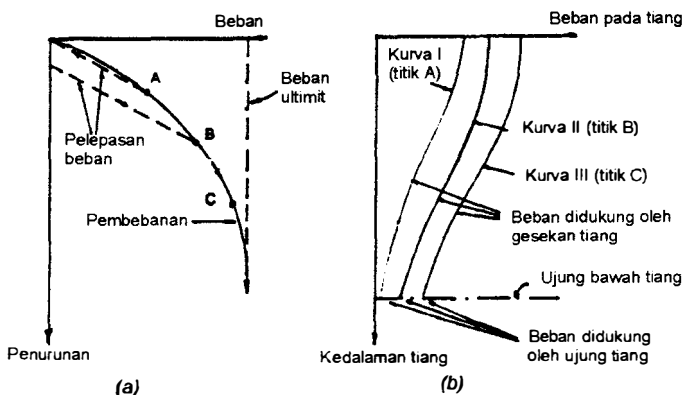
2.3 Kelakuan Tiang selama Pembebanan

Kurva beban penurunan untuk tiang tunggal yang terletak di dalam tanah uniform, yang dibebani sampai mencapai keruntuhan diperlihatkan dalam **Gambar 2.9a**. Sedang **Gambar 2.9b** memperlihatkan transfer beban dari dinding tiang ke tanah pada tiap tahap pembebanan yang ditunjukkan pada **Gambar 2.9a**.

Pada awal pembebanan, penurunan kecil. Penurunan ini diakibatkan oleh perubahan bentuk secara elastis bahan tiang dan tanah di sekitarnya. Jika beban diambil, kepala tiang bergerak kembali hampir ke kedudukan semula. Jika alat pengukur regangan dipasang di sepanjang tiang, maka akan terlihat bahwa pada kedudukan tersebut sebagian besar beban tiang akan didukung oleh gesekan tiang pada bagian atas (**Gambar 2.9b, kurva I**). Jika beban dipasang lagi hingga mencapai titik B (**Gambar 2.9a**), tahanan gesek dinding menjadi maksimum dan sebagian beban tiang akan didukung oleh tahanan ujung bawah tiang (**Gambar 2.9b, kurva II**). Ketika beban mencapai titik C (**Gambar 2.9a**), dimana penurunan bertambah cepat dengan hanya sedikit

penambahan beban, maka tidak ada lagi kenaikan transfer beban ke dinding tiang dan tahanan ujung tiang mencapai maksimumnya.

Proporsi relatif dari beban yang dilimpahkan ke dinding tiang dan ke ujung tiang bergantung pada kuat geser dan elastisitas tanah. Umumnya, gerakan vertikal yang dibutuhkan agar tahanan ujung tiang termobilisasi seluruhnya lebih besar daripada gerakan yang dibutuhkan untuk termobilisasinya tahanan gesek dinding tiang secara penuh.



Gambar 2.9 (a) Kurva beban-penurunan, tiang dibebani hingga mencapai keruntuhan.

(b) Transfer beban dari dinding tiang ke ujung bawah tiang.

2.4 Pengaruh Pekerjaan Pemasangan Tiang

Cara pemasangan tiang sangat berpengaruh pada kelakuan tiang dalam mendukung beban. Kecuali itu, pekerjaan pemancangan dapat mengganggu stabilitas bangunan di sekitarnya jika getaran tanah yang terjadi berlebihan. Umumnya, tinjauan gangguan akibat pemancangan tiang ditujukan terutama pada perubahan sifat-sifat tanah. Dengan mengetahui kondisi tanah setelah pemancangan, dapat diperkirakan cara yang cocok untuk mengevaluasi data laboratorium atau data hasil pengujian lapangan yang akan dipergunakan pada perancangan tiang.

2.4.1 Pengaruh Pemancangan Tiang

(a) *Tiang Pancang dalam Tanah Granuler*

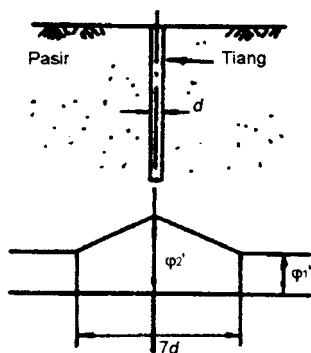
Di dalam tanah granuler (pasir), tiang yang dipancang dengan cara dipukul atau ditekan ke dalam tanah dapat mengakibatkan perubahan susunan dan pecahnya sebagian butiran tanah. Pada kondisi ini, tanah mengalami pemadatan atau kenaikan berat volume dan di permukaan tanah akan terlihat tonjolan tanah. Ketika tiang dipancang dalam tanah non kohesif yang tak padat, depresi tanah terjadi pada tanah yang didesak oleh tiang tersebut. Bila tanah padat, pemadatan yang terjadi akibat pemancangan relatif kecil dan tahanan terhadap penetrasi tiang sangat tinggi, sehingga tenaga pemancangan yang dibutuhkan juga besar.

Penelitian oleh Robinsky dan Morrison (1964) menunjukkan bahwa gerakan tanah yang terjadi akibat pekerjaan pemancangan tiang pada tanah pasir yang tak padat (kerapatan relatif $D_r = 17\%$), dapat berkisar pada jarak antara 3 sampai 4 kali diameter tiang, dihitung dari sisi tiang, dan 2,5 sampai 3,5 kali diameter di bawah dasar tiang. Dalam tanah pasir yang berkepadatan sedang, pengaruhnya lebih besar, yaitu sekitar 4,5 sampai 5,5 kali diameter tiang dihitung dari sisinya, dan 3 sampai 4,5 kali diameter di bawah dasar tiang. Proses pergeseran butiran pasir dan pemadatan di bawah dasar tiang akibat pemancangan, diikuti oleh gerakan pasir di sekitar dinding tiangnya. Gerakan ini cenderung mengurangi kepadatan pasir tepat di sisi tiang, sehingga mengurangi sebagian keuntungan dari akibat pemadatan oleh pengaruh pemancangan.

Meyerhof (1959), mengamati bahwa pemadatan yang terjadi akibat pemancangan, lebih besar di bawah dasar tiang daripada bagian atasnya. Penentuan diameter pengaruh ini, penting untuk memperkirakan kenaikan besarnya *sudut gesek dalam* (ϕ) tanah. Untuk tanah pasir yang tidak padat, berdasarkan hasil pengujian model yang dilakukan oleh Kishida (1967), diperoleh kesimpulan bahwa jari-jari pengaruh pemadatan tanah pasir akibat pemancangan berkisar 3,5*d* mengelilingi tiang. Di dalam zone yang berbentuk lingkaran dengan jari-jari 3,5*d* ini, *sudut gesek dalam* (ϕ) berkurang secara linier (**Gambar 2.10**). Kishida menyarankan hubungan ϕ_1 dan ϕ_2 sebagai berikut :

$$\phi_2' = \frac{1}{2} (\phi_1' + 40^\circ)$$

dengan ϕ_1' adalah sudut gesek dalam tanah sebelum pemancangan, dan ϕ_2' adalah sudut gesek dalam tanah yang telah dipengaruhi oleh pemadatan tanah akibat pemancangan. Dapat dilihat, bahwa bila tanah pasir mempunyai $\phi_1' = 40^\circ$, maka tidak ada perubahan sudut gesek dalam tanah akibat pemancangan.



Gambar 2.10 Pengaruh pemancangan tiang pada sudut gesek dalam ϕ tanah pasir (Kishida, 1967).

Di dalam kelompok tiang, oleh akibat pemancangan, tanah di sekitar dan diantara masing-masing tiang menjadi sangat padat. Jika jarak tiang dekat, kapasitas kelompok tiang dapat menjadi lebih besar daripada jumlah kapasitas tiang tunggal. Namun, jika pasir dalam kondisi padat, tanah akan cenderung berkurang kepadatannya akibat pemancangan. Dalam kondisi ini, kapasitas tiang dapat berkurang akibat pemancangan. Telah diamati bahwa tiang yang dipancang lebih akhir akan mempunyai kapasitas dukung lebih tinggi daripada tiang yang dipancang lebih dulu.

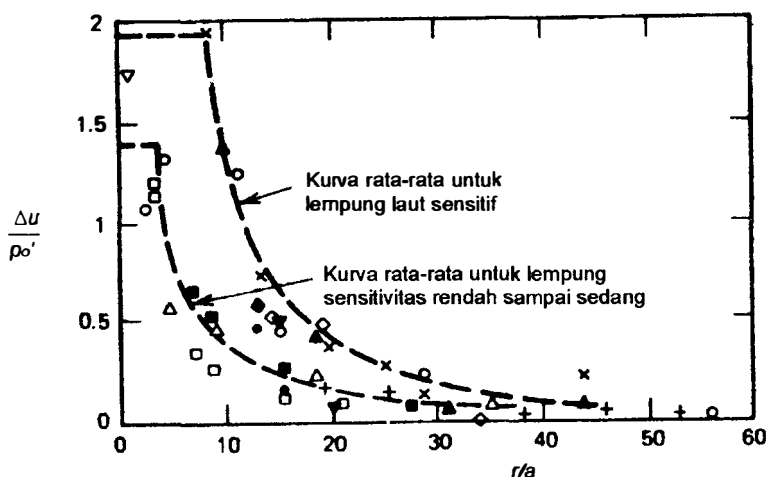
(b) Tiang Pancang dalam Tanah Kohesif

Pengaruh pemancangan dalam tanah kohesif (lempung dan lanau) sangat berbeda dengan apa yang terjadi pada tanah pasir. Pemancangan tiang di dalam tanah kohesif, biasanya akan mengakibatkan kenaikan permukaan tanah di sekitar tiang, yang diikuti oleh konsolidasi tanah. Deformasi akibat pemancangan dapat mempengaruhi struktur di dekatnya dan dapat mengakibatkan tiang yang dipancang lebih dahulu terangkat ke atas akibat pemancangan tiang sesudahnya. Dalam kondisi ini, pemancangan ulang dibutuhkan dan mungkin dapat dipertimbangkan untuk menggantinya dengan jenis tiang bor.

Bila tiang dipancang dalam tanah lempung kaku, cembungan tanah juga akan terjadi, namun tanah yang terdorong ke atas akan berupa bungkahan-bungkahan atau berupa bahan yang retak-retak. Pada kondisi ini, selama pemancangan, tiang yang dipancang lebih awal dapat terangkat ke atas. Konsolidasi kembali (rekonsolidasi), berjalan sangat lambat dan kuat geser asli tanah mungkin tidak pernah kembali seperti semula selama umur struktur.

Dari pengamatan-pengamatan pemancangan tiang pada tanah kohesif, dapat disimpulkan bahwa akibat pemancangan, susunan tanah menjadi terganggu dan terjadi penurunan kuat geser. Kenaikan kembali kuat gesernya terjadi dengan berjalannya waktu. Tomlinson (1967) melaporkan bahwa paling sedikit 75% dari kapasitas ultimit tiang dapat tercapai dalam waktu 30 hari setelah pemancangan. Penyelidikan yang dilakukan oleh Orrje dan Brom (1967) pada tiang yang dipancang di dalam tanah lempung sensitif menunjukkan bahwa kuat geser tak terdrainase (*undrained strength*) akan hampir pulih seperti kondisi semula, jika waktunya telah berjalan kira-kira 9 bulan setelah pemancangan, kecuali jika tiang dipancang pada jarak kurang dari 4 kali diameternya, dimana pada kondisi ini kenaikan kuat geser dengan berjalannya waktu sangat kecil. Kecepatan pembentukan kembali kuat geser lempung atau adhesinya tergantung dari kecepatan konsolidasi pada zone tertentu di sekitar tiang. Hal-hal tersebut dapat dipakai sebagai pedoman dalam mengestimasi waktu yang dibutuhkan untuk bekerjanya kapasitas tiang secara penuh, khususnya untuk tiang-tiang yang kapasitasnya sangat dipengaruhi oleh tahanan gesek dinding tiang yang terletak dalam tanah lempung lunak atau lanau lunak yang sensitif.

Pengamatan tekanan air pori selama pemancangan menunjukkan bahwa di permukaan dinding tiang, tekanan air pori menjadi sama atau bahkan dapat lebih besar dari pada tekanan *overburden* efektif. Tetapi, perkembangan tekanan air pori berkurang dengan cepat bila jarak suatu titik dalam tanah dari tiang bertambah. Di sekitar tiang, tekanan air pori berkembang sangat tinggi, sehingga bisa mencapai 1,5 sampai 2 kali tekanan vertikal efektif awalnya (**Gambar 2.11**). Data yang diberikan oleh Airhart, dkk. (1969) menunjukkan bahwa di dekat dasar tiang tekanan air pori dapat mencapai 3 sampai 4 kali tekanan vertikal efektifnya. Pada lempung normal, pengurangan tekanan air pori oleh penambahan jarak radial (r), terjadi di luar zone 4 kali jari-jari tiang (a) atau $r/a > 4$. Sedang pada lempung sensitif, $r > 8a$. Di luar zone 30 kali diameter tiang, kenaikan tekanan air pori akibat pemancangan dianggap nol. Akibat dari kenaikan tekanan air pori di sekitar tiang saat pemancangan sehubungan dengan gaya gesek dinding negatif telah diamati oleh Fellenius dan Brom (1969). Gaya gesek terhadap dinding tiang yang arahnya ke bawah (negatif) ini terjadi pada saat tanah lempung di sekitar tiang mengalami konsolidasi kembali (*rekonsolidasi*), yaitu pada saat tekanan air pori berkurang secara berangsur-angsur untuk mencapai kedudukan tekanan air yang seimbang dengan kedudukan muka air tanah.



Gambar 2.11 Pengaruh pemancangan pada tekanan air pori (Poulos dan Davis, 1980).

2.4.2 Pengaruh Pemasangan Tiang Bor

(a) Tiang Bor dalam Tanah Granuler

Pada waktu pengeboran, biasanya dibutuhkan tabung luar (*casing*) sebagai pelindung terhadap longsor dinding galian dan larutan tertentu kadang-kadang juga digunakan dengan maksud yang sama untuk melindungi dinding galian tersebut. Gangguan kepadatan tanah, terjadi saat tabung pelindung di tarik ke atas saat pengecoran. Karena itu, dalam hitungan kapasitas tiang bor di dalam tanah pasir, Tomlinson (1975) menyarankan untuk menggunakan *sudut gesek dalam* (ϕ) ultimit dari contoh terganggu, kecuali jika tiang diletakkan pada kerikil padat dimana dinding lubang yang bergelombang tidak terjadi. Jika pemadatan yang seksama dapat diberikan pada beton yang berada di dasar tiang, maka gangguan kepadatan tanah dapat dieliminasi sehingga *sudut gesek dalam* (ϕ) pada kondisi padat dapat digunakan. Akan tetapi, pemadatan tersebut mungkin sulit dikerjakan karena terhalang oleh tulangan beton.

(b) Tiang Bor dalam Tanah Kohesif

Penelitian pengaruh pekerjaan pemasangan tiang bor pada adhesi antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya, menunjukkan bahwa nilai adhesi lebih kecil dari pada nilai kohesi tak terdrainase (*undrained cohesion*) tanah

sebelum pemasangan tiang. Hal ini, adalah akibat dari pelunakan lempung di sekitar dinding lubang. Pelunakan tersebut adalah pengaruh dari bertambahnya kadar air lempung oleh pengaruh-pengaruh: air pada pengecoran beton, pengaliran air tanah ke zone yang bertekanan lebih rendah di sekitar lubang bor, dan air yang dipakai untuk pelaksanaan pembuatan lubang bor. Pelunakan pada tanah lempung dapat dikurangi jika pengeboran dan pengecoran dilaksanakan dalam waktu 1 atau 2 jam (Palmer dan Holland, 1966).

Pelaksanaan pengeboran juga mempengaruhi kondisi dasar lubang yang dibuat. Hal ini, mengakibatkan pelunakan dan gangguan tanah lempung di dasar lubang, yang berakibat menambah besarnya penurunan. Pengaruh gangguan ini sangat besar terutama bila diameter ujung tiang diperbesar, dimana tahanan ujungnya sebagian ditumpu oleh ujung tiang. Karena itu, penting untuk membersihkan dasar lubang. Gangguan yang lain dapat pula terjadi akibat pemasangan tiang yang tidak baik, seperti: pengeboran yang melengkung, pemisahan campuran beton saat pengecoran dan pelengkungan tulangan beton saat pemasangan. Hal-hal tersebut, perlu diperhatikan saat pelaksanaannya.

2.5 Hitungan Kapasitas Tiang

Dalam buku ini yang dimaksud dengan kapasitas tiang (*pile capacity*) adalah kapasitas dukung tiang dalam mendukung beban.

Hitungan kapasitas tiang dapat dilakukan dengan cara pendekatan *statis* dan *dinamis*. Hitungan kapasitas tiang secara statis dilakukan menurut teori Mekanika Tanah, yaitu dengan mempelajari sifat-sifat teknis tanah. Sedang hitungan dengan cara dinamis dilakukan dengan menganalisis kapasitas ultimit dengan data yang diperoleh dari data Hasil hitungan kapasitas tiang yang didasarkan pada teori Mekanika Tanah, kadang-kadang masih perlu dicek dengan mengadakan pengujian tiang untuk meyakinkan hasilnya.

Variasi kondisi tanah dan pengaruh tipe cara pelaksanaan pemancangan dapat menimbulkan perbedaan yang besar pada beban ultimit tiang dalam satu lokasi bangunan. Demikian pula dengan pengaruh-pengaruh seperti: tiang dicetak di luar atau dicor di tempat, tiang berdinding rata atau bergelombang, tiang terbuat dari baja atau beton, sangat berpengaruh pada faktor gesekan antara dinding tiang dan tanah, yang dengan demikian akan mempengaruhi kapasitas tiang.

2.5.1 Kapasitas Ultimit Cara Statis

Skema bidang runtuh untuk tiang yang mengalami pembebanan tekan dan yang menahan beban dengan mengerahkan tahanan ujung dan tahanan gesek dindingnya diperlihatkan dalam **Gambar 2.12**. Kapasitas ultimit netto tiang tunggal (Q_u), adalah jumlah dari tahanan ujung bawah ultimit (Q_h) dan tahanan gesek ultimit (Q_s) antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya dikurangi dengan berat sendiri tiang. Bila dinyatakan dalam persamaan, maka:

$$Q_u = Q_h + Q_s - W_p \quad (2.1)$$

dengan

W_p = berat sendiri tiang

Q_u = kapasitas ultimit netto

Tahanan ujung ultimit, secara pendekatan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan kapasitas dukung ultimit fondasi dangkal, sebagai berikut :

$$q_u = \frac{Q_h}{A_h} = c_b N_c + p_b N_q + 0,5 \gamma d N_\gamma \quad (2.2)$$

dengan:

q_u = tahanan ujung per satuan luas tiang (kN/m^2)

Q_h = tahanan ujung bawah ultimit (kN)

A_h = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

c_b = kohesi tanah di sekitar ujung tiang (kN/m^2)

$p_b = \gamma z$ = tekanan "overburden" pada ujung tiang (kN/m^2)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

d = diameter tiang (m)

N_c, N_q, N_γ = faktor-faktor kapasitas dukung (fungsi dari ϕ).

Dari **Persamaan (2.2)**, tahanan ujung ultimit (Q_h) dapat dinyatakan oleh:

$$Q_h = A_h [c_b N_c + p_b N_q + 0,5 \gamma d N_\gamma] \quad (2.3)$$

Tahanan gesek dinding tiang (Q_s) dapat dianalisis dari teori *Coulomb* :

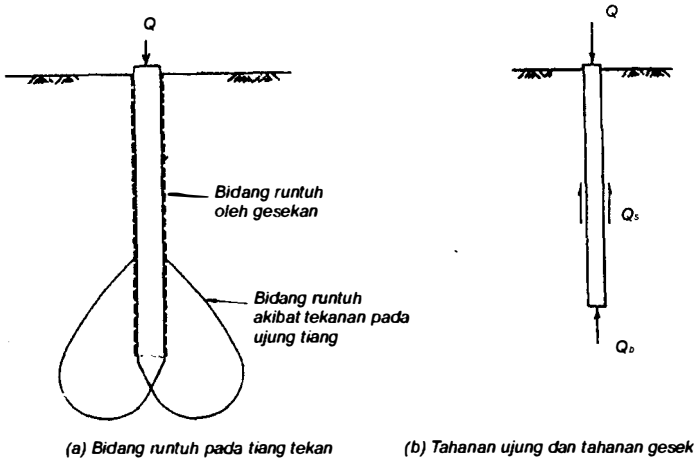
$$\tau_d = \frac{Q_s}{A_s} = c_d + \sigma_n \tan \phi_d \quad (2.4)$$

dengan,

τ_d = tahanan geser dinding tiang

c_d = adhesi antara dinding tiang dan tanah

$\sigma_n = \sigma_h$ = tegangan normal pada dinding tiang
 φ_d = sudut gesek antara dinding tiang dan tanah



Gambar 2.12 Tahanan ujung dan tahanan gesek dan model bidang keruntuhan.

Dari definisi koefisien tekanan tanah lateral,

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.5)$$

atau

$$\sigma_h = K\sigma_v \quad (2.6)$$

dengan σ_v adalah tegangan vertikal akibat berat tanah (tekanan *overburden*) dan σ_h adalah tegangan horisontal atau tegangan lateral (tekanan tanah pada dinding tiang). Dalam **Persamaan (2.6)**, σ_h merupakan tegangan normal (σ_n) yang bekerja tegak lurus pada dinding tiang. Dengan memberikan notasi yang baru untuk koefisien tekanan tanah lateral K menjadi K_d , yaitu koefisien tekanan lateral pada dinding tiang, maka **Persamaan (2.6)** menjadi:

$$\sigma_h = \sigma_n = K_d\sigma_v = K_dp_o \quad (2.7)$$

dengan $\sigma_v = p_o = z\gamma$ (z = kedalaman dari muka tanah). Substitusi **Persamaan (2.7)** ke **Persamaan (2.4)**, diperoleh:

$$\tau_d = c_d + K_dp_o \operatorname{tg} \varphi_d \quad (2.8)$$

dengan p_o = tekanan *overburden* rata-rata.

Tahanan gesek dinding ultimit (Q_s) tiang:

$$Q_s = \sum A_s \tau_d = \sum A_s (c_d + K_dp_o \operatorname{tg} \varphi_d) \quad (2.9)$$

dengan A_s adalah luas selimut dinding tiang, yaitu keliling dikalikan dengan tinggi tiang. Dari **Persamaan-persamaan (2.1), (2.3) dan (2.9)**, dapat diperoleh persamaan umum kapasitas ultimit tiang tunggal ($\delta = \phi_d$):

$$Q_u = A_b(c_b N_c + p_h N_q + 0,5 \gamma d N_\gamma) + \Sigma A_s (c_d + K_d p_o \tan \delta) - W_p \quad (2.10)$$

dengan

$p_o = \sigma_v = \Sigma \gamma_i z_i$ = tekanan *overburden* rata-rata di sepanjang tiang

$\delta = \phi_d$ = sudut gesek antara dinding tiang dan tanah

A_b = luas penampang ujung tiang

A_s = luas selimut tiang

K_d = koefisien tekanan tanah lateral pada dinding tiang

p_h = tekanan *overburden* di dasar tiang

Jika kapasitas tiang ultimit diperhitungkan pada kondisi keruntuhan waktu jangka pendek atau kondisi tak terdrainase (*undrained*), maka parameter-parameter tanah yang harus digunakan adalah: ϕ , c , c_d , dan γ pada kondisi tak terdrainase (*undrained*). Sehingga p_h dan p_o harus dihitung pada kondisi *tegangan total*.

Jika diinginkan untuk mengetahui kapasitas ultimit pada waktu jangka panjang, maka parameter-parameter tanah yang harus digunakan adalah parameter tanah pada kondisi terdrainase (*drained*). Dalam kondisi ini tegangan vertikal sama dengan tekanan *overburden* efektif p_h' dan p_o' .

Pada tanah lempung, tegangan vertikal di dekat tiang sama dengan tekanan *overburden*, sedang pada tanah pasir tegangan vertikal di dekat tiang lebih kecil dari tekanan *overburden* (Vesic, 1967).

2.5.2 Kapasitas Tiang dalam Tanah Granuler

Akibat sulitnya memperoleh contoh tanah tak terganggu pada tanah granuler (contohnya tanah pasir atau kerikil), estimasi kapasitas tiang sering diperoleh dari data pengujian di lapangan, seperti pengujian SPT dan pengujian penetrasi kerucut statis (sondir). Sudut gesek dalam (ϕ) dapat diambil dari pendekatan empiris yang diperoleh dari pengujian-pengujian tersebut. Kemudian, kapasitas ultimit tiang dihitung berdasarkan persamaan kapasitas tiang atau dari pendekatan empiris.

(a) Tahanan ujung ultimit

Karena pada tanah non kohesif besarnya kohesi (c) nol dan diameter tiang relatif sangat kecil dibanding dengan panjangnya, maka suku persamaan $c_b N_c = \text{nol}$ dan $0,5 \gamma d N_\gamma$ dapat diabaikan. Karena itu, **Persamaan (2.3)** menjadi :

$$Q_h = A_h p_h' N_q \quad (2.11)$$

dengan,

Q_h = tahanan ujung ultimit

A_h = luas penampang ujung tiang

p_h' = tekanan vertikal efektif tanah pada dasar tiang. Bila panjang tiang lebih besar dari pada kedalaman kritis z_c , maka p_h' diambil sama dengan tekanan vertikal efektif pada kedalaman z_c .

N_q = faktor kapasitas dukung

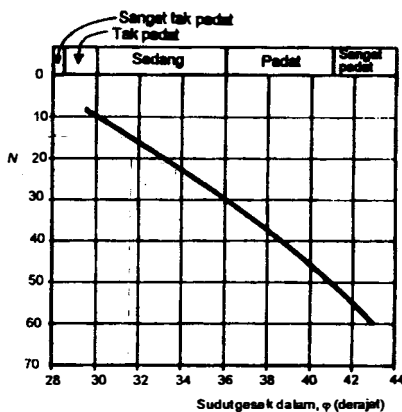
Kapasitas tiang yang terbuat dari baja profil, seperti contohnya gelagar H , dihitung dengan memperhatikan luas kotor penampangnya. Sebab pada waktu tiang dipancang, gumpalan tanah padat akan terbentuk pada ujungnya. Hal ini memungkinkan adanya tambahan tahanan ujung akibat pembesaran luas penampang ujung tiang. Namun, pemancangan tiang dengan ujung yang membesar akan mengurangi tahanan gesek dinding tiang di atas bagian yang membesar tersebut.

Faktor kapasitas dukung N_q bergantung pada rasio kedalaman penetrasi tiang terhadap diameter dan pada sudut gesek dalam tanah (ϕ). Sudut gesek dalam tanah (ϕ) umumnya diambil dari nilai N hasil uji SPT. Hubungan antara ϕ dan N yang disarankan oleh Peck, dkk. (1974) ditunjukkan dalam **Gambar 2.13**.

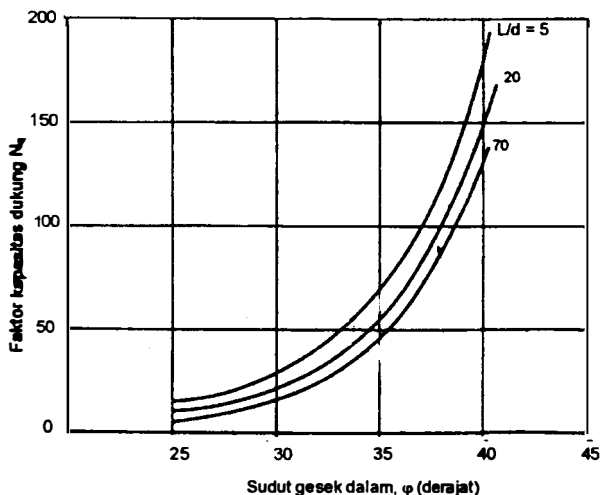
Terdapat beberapa usulan untuk menentukan hubungan antara ϕ dan N_q . Pada perancangan tiang, Tomlinson (1969), Poulos dan Davis (1980) menyarankan nilai N_q yang diusulkan oleh Berezantzev (1961). Nilai-nilainya merupakan fungsi dari L/d (L = kedalaman, d = lebar atau diameter tiang) dan sudut gesek dalam efektif tanah (**Gambar 2.14**). Gambar ini digunakan untuk ujung tiang yang dipancang ke dalam tanah granuler dengan kedalaman paling sedikit 5 kali lebar atau diameter tiangnya. Untuk penembusan tiang yang dangkal, N_q dapat diambil dari nilai yang diberikan oleh Terzaghi untuk fondasi dangkal.

Karena N_q sangat sensitif terhadap ϕ , sedikit kesalahan dalam mengestimasi ϕ , akan mengakibatkan kesalahan besar pada nilai N_q . Pada **Persamaan 2.11**, Q_h bertambah bila kedalaman tiang bertambah. Akan tetapi, penelitian Vesic (1967) dan Kerisel (1961) mengungkapkan bahwa tahanan gesek dinding dan tahanan ujung tiang tidak mesti bertambah bila kedalaman bertambah, dan nilainya konstan pada kedalaman tertentu. Hal ini disebabkan karena tekanan *overburden* (p_o') konstan pada kedalaman kritis (z_c) kira-kira 10 sampai $20d$ (d = diameter tiang) (beberapa peneliti, menganggap nilai $z_c \geq 20d$). Dengan demikian, terdapat nilai maksimum dari tahanan ujung dan tahanan gesek yang bergantung pada kerapatan relatif

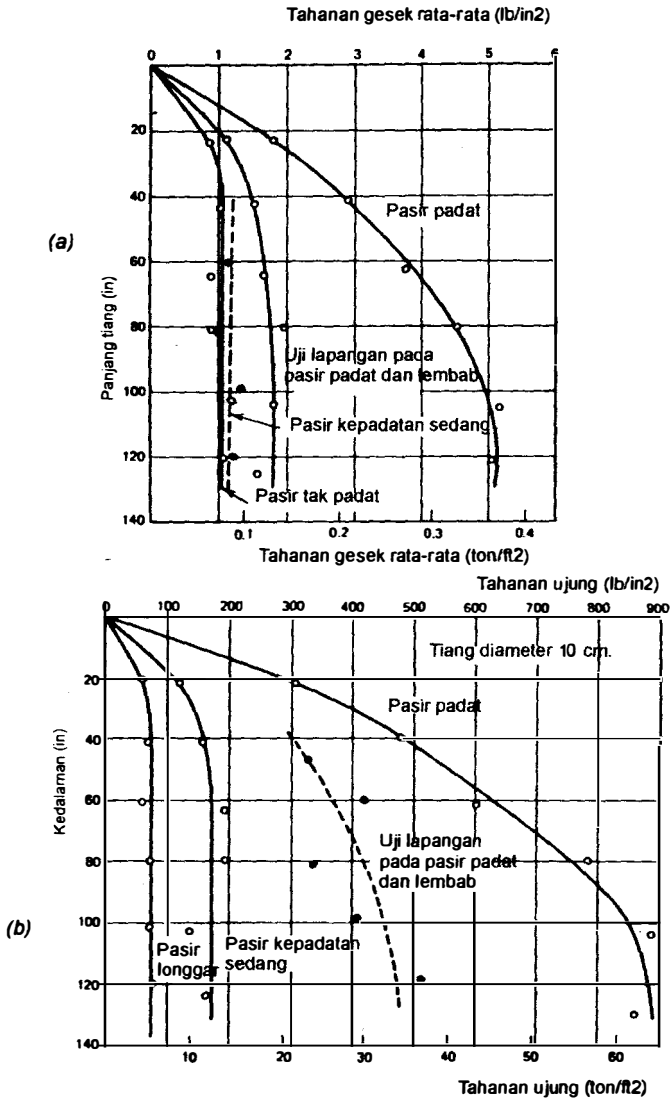
(relative density) dan metode pemasangan tiang. **Gambar 2.15a dan 2.15b** menunjukkan sifat khusus kurva beban penetrasi tiang hasil pengamatan Vesic tersebut. Vesic juga menunjukkan bahwa nilai banding tahanan ujung satuan terhadap gesek dinding satuan (f_b/f_s), untuk tiang di dalam tanah pasir homogen, tidak tergantung dari ukuran tiang tapi merupakan fungsi dari kerapatan relatif (D_r) pasir, serta cara pemasangan tiangnya.



Gambar 2.13 Hubungan ϕ dan N - SPT (Peck, dkk., 1974).

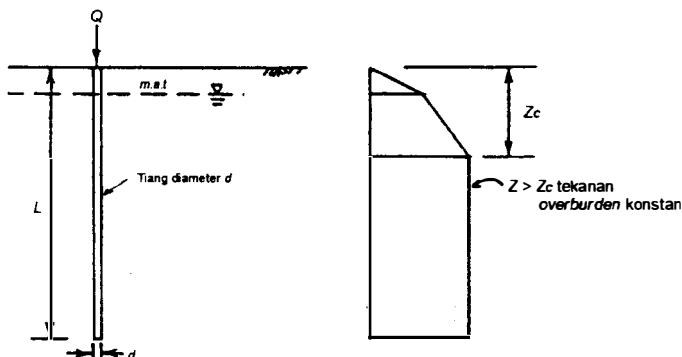


Gambar 2.14 Hubungan N_q dan ϕ (Berezantsev, 1961).



Gambar 2.15 (a) Tahanan gesek dinding tiang menurut kedalaman penetrasinya dan
(b) Variasi tahanan ujung tiang., untuk tiang yang dipancang dalam tanah granuler (Vesic, 1967).

Berdasarkan pengamatan Vesic (1967), untuk mengestimasi besarnya tahanan ujung maksimum tiang pada tanah non kohesif (granuler), Poulos dan Davis (1980) menyarankan bentuk variasi distribusi tegangan vertikal efektif dan kedalaman, seperti yang disajikan pada **Gambar 2.16**. Di sini terlihat bahwa tekanan vertikal bertambah sampai mencapai kedalaman tertentu (z_c), sesudah itu konstan (yaitu sama dengan tekanan *overburden* efektif pada kedalaman z_c).



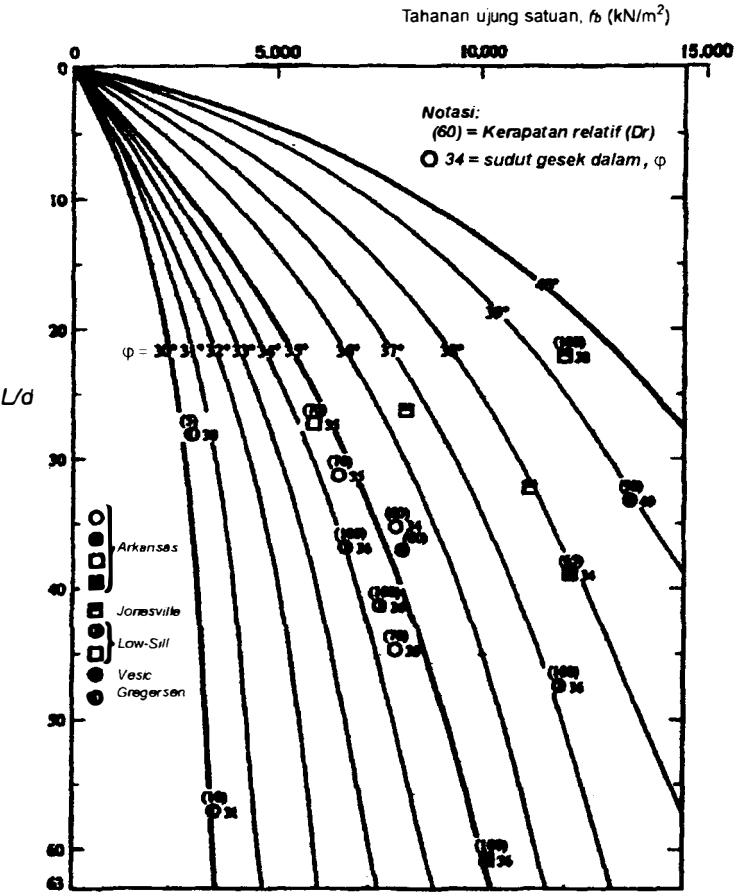
Gambar 2.16 Distribusi tegangan vertikal di sekitar tiang pada tanah pasir (Poulos dan Davis, 1980).

Coyle dan Castello (1981) menyarankan cara empiris untuk menghitung kapasitas dukung ujung tiang dalam tanah pasir dengan mempertimbangkan penurunannya. Cara ini didasarkan pada beban yang menyebabkan penurunan tiang 10% kali diameternya ($0,1d$). Walaupun penurunan ini terlalu besar, beban kerja tiang umumnya tidak lebih dari $1/3$ beban ultimit, oleh sebab itu penurunan tiang dukung ujung mungkin tidak lebih dari 12 mm. Kecuali itu jika tiang mempunyai tahanan gesek yang besar, penurunan akibat beban kerja akan lebih kecil lagi. Metoda Coyle dan Castello didasarkan pada hasil uji beban tiang (16 tiang) dengan memperhatikan hubungan antara f_b , panjang tiang (L) dan lebar/diameter tiang (d), serta *sudut gesek dalam* tanah (ϕ), seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.17**. Cara ini tidak memperhatikan kompresibilitas atau kondisi air tanah dan disarankan untuk menggunakan f_b tidak lebih dari 15000 kPa atau 150 kg/cm².

Dalam praktek umumnya agak sulit memilih besarnya ϕ akibat pengaruh pemancangan tiang. Meyerhof (1959) mengamati bahwa kapasitas tiang yang dipancang di dalam tanah pasir tidak padat dapat menjadi 2 kalinya akibat memadatnya tanah oleh pengaruh pemancangan.

Sebagai pendekatan, nilai ϕ dapat diperoleh dari hubungan N dari SPT dan sudut gesek dalam tanah (ϕ) dari Peck, Hanson dan Thornburn (1974) (lihat **Gambar 2.13**) atau dapat pula didekati dengan persamaan (Kishida, 1967) :

$$\phi = \sqrt{20 N} + 15^{\circ} \tag{2.12}$$



Gambar 2.17 Tahanan ujung satuan netto (f_b), tiang dalam tanah pasir (Coyle dan Castello, 1981).

(b) Tahanan gesek dinding ultimit

Tahanan gesek ultimit antara dinding tiang dan tanah granuler dapat dihitung dengan **Persamaan (2.9)**. Karena tanah granuler lolos air, maka hitungan-hitungan harus didasarkan pada tinjauan tegangan efektif. Karena itu **Persamaan (2.9)** menjadi sebagai berikut ($\varphi_d' = \delta$):

$$Q_s = A_s (c_d' + K_d p_o' \operatorname{tg} \delta) \quad (2.13)$$

Karena pada tanah granuler kohesi tanah (c) = nol, maka

$$Q_s = A_s K_d p_o' \operatorname{tg} \delta \quad (2.14)$$

Dengan memberikan faktor koreksi F_w untuk membedakan tahanan gesek dinding tiang yang berdiameter seragam di sepanjang tiang dan tiang yang meruncing ke bawah, maka **Persamaan (2.14)** dinyatakan dalam bentuk:

$$Q_s = F_w A_s K_d p_o' \operatorname{tg} \delta \quad (2.15)$$

Tahanan gesek dinding tiang persatuan luas (f_s), dinyatakan oleh persamaan :

$$f_s = K_d p_o' \operatorname{tg} \delta \quad (2.16)$$

dengan,

- K_d = koefisien tekanan tanah yang tergantung dari kondisi tanah
- $\delta = \varphi_d'$ = sudut gesek dinding efektif antara dinding tiang dan tanah
- A_s = luas selimut tiang
- p_o' = tekanan vertikal efektif rata-rata di sepanjang tiang, yang besarnya sama dengan tekanan *overburden* efektif untuk $z \leq z_c$, dan sama dengan besarnya tekanan vertikal kritis untuk $z > z_c$
- z = kedalaman titik yang ditinjau dari permukaan tanah
- z_c = kedalaman kritis, yaitu kedalaman di mana tekanan *overburden* efektif dihitung dari titik ini dianggap konstan.

Saat tiang dipancang pada tanah granuler, gerakan tiang dan getaran yang timbul menyebabkan pemadatan tanah di sekitarnya. Kenaikan kepadatan tersebut juga menaikkan sudut gesek dalam (ϕ) dan tekanan tanah lateral menuju ke nilai K_p (koefisien tekanan tanah pasif). Namun demikian, kenaikan tegangan yang tinggi di sekitar tiang ini hanya berpengaruh pada jarak kira-kira 3 - 4 kali diameter tiang. Penyesuaian tegangan atau rangkakan (*creep*) secara perlahan-lahan akan mereduksi kenaikan tekanan tanah tersebut, yang nilainya kira-kira sedikit lebih besar K_o (koefisien tekanan tanah saat diam). Oleh karena itu, nilai aman dari K_d adalah:

$$K_d = K_o \text{ atau } K_d = K_o'$$

dengan K_o' adalah K_o yang telah berubah ϕ -nya akibat pemadatan oleh pemancangan. Nilai K_d tersebut berkisar diantara 0,6 - 1,25 (Bowles, 1981). Nilai-nilai lebih rendah digunakan untuk tanah-tanah pasir berlanau atau tanah kelanauan dan pasir halus. Tavenas (1971), dari pengujian tiang kayu, beton dan baja yang terletak pada tanah granuler mendapatkan nilai K_d sekitar 0,5 untuk tiang baja sampai 0,7 untuk tiang beton pracetak. Mansur dan Hunter (1970), dari beberapa pengujian tiang baja H , tiang pipa baja, dan tiang beton mendapatkan nilai K_d seperti pada **Tabel 2.1**.

Tabel 2.1 Nilai K_d untuk tiang pada tanah granuler (Mansur dan Hunter, 1970)

Bahan tiang	K_d
Tiang baja H	1,4 - 1,9
Tiang pipa baja	1,0 - 1,3
Tiang beton pracetak	1,45 - 1,6
Uji tarik tiang (8 tiang) untuk seluruh tipe tiang	0,4 - 0,9

Dari nilai-nilai dalam tabel tersebut, $K_d \tan \delta$ akan berkisar diantara 0,3 untuk pasir longgar dan 1 untuk pasir padat.

Brom (1965b) menyarankan hubungan K_d dengan tipe bahan tiang untuk tiang di dalam tanah granuler, seperti yang ditunjukkan dalam **Tabel 2.2**.

Tabel 2.2 Nilai K_d untuk tiang pada tanah granuler menurut Brom (1965b)

Bahan tiang	K_d	
	Pasir tak padat	Pasir padat
Baja	0,50	1,00
Beton	1,00	2,00
Kayu	1,50	4,00

Aas (1966) mengusulkan nilai-nilai δ yang dapat digunakan dalam menghitung tahanan gesek, seperti yang ditunjukkan dalam **Tabel 2.3**. Pada tabel ini, untuk bahan tiang yang terbuat dari beton dan kayu, nilai δ ditentukan dari hubungan sudut gesek dalam efektif tanah (ϕ').

Bila digunakan data hasil pengujian penetrasi kerucut statis (sondir), maka hubungan q_c , ϕ' dan K_d yang dikaitkan dengan data pada **Tabel 2.1**, adalah seperti yang diberikan dalam **Tabel 2.4**.

Tabel 2.3 Sudut gesek antara dinding tiang dan tanah granuler (δ) (Aas, 1966)

Bahan tiang	$\delta = \varphi_d'$
Baja	20°
Beton	0,75 φ'
Kayu	0,66 φ'

Tabel 2.4 Hubungan tahanan kerucut statis q_c dan K_d

q_c (kg/cm ²)	φ'	K_d disesuaikan dengan kerapatan relatif (D_r)
0 - 50	28° - 30°	rendah
50 - 100	30° - 36°	sedang
> 100	> 36°	tinggi

Dalam menghitung tahanan gesek ultimit cara Brom : $Q_u = \Sigma A_s p_o' K_d \text{tg } \delta$, nilai-nilai K_d dan δ diambilkan dari **Tabel 2.2** sampai **Tabel 2.4**.

Kulhawy dkk. (1983) memberikan nilai-nilai khusus sudut gesek antara dinding tiang dan tanah, seperti ditunjukkan dalam **Tabel 2.5**. Pada pasir jenuh padat nilai δ/φ yang maksimum dapat diambil pada tabel tersebut, sedang pada tanah granuler kering longgar pada nilai minimumnya. Tiang-tiang baja yang tidak dilindungi cat, seperti pipa dan tiang baja, mempunyai δ/φ diantara baja licin dan kasar.

Tabel 2.5 Nilai-nilai δ/φ (Kulhawy dkk, 1983)

Gesekan antara tanah dan bahan tiang	δ/φ
Pasir dan beton kasar (beton cetak di tempat)	1
Pasir dan beton halus (beton pracetak)	0,8 - 1,0
Pasir dan baja kasar (baja kasar)	0,7 - 0,9
Pasir dan baja halus (baja dicat dengan aspal)	0,5 - 0,7
Pasir dan kayu	0,8 - 0,9

Pada **Persamaan (2.16)**, terlihat bahwa di dalam tanah pasir uniform, tahanan gesek dinding bertambah secara linier dengan bertambahnya kedalaman tiang. Namun, pengamatan Vesic menunjukkan bahwa tahanan gesek dinding akan mencapai maksimum pada penetrasi tiang yang berkisar di antara 10 sampai 20 diameternya. Dengan demikian, penggunaan **Persamaan (2.16)** menjadi tidak aman jika kedalaman tiang lebih besar dari 20 kali

diameternya. Karena itu, nilai tahanan gesek dinding satuan (f_s) yang digunakan dalam hitungan tiang sebaiknya dibatasi maksimum sebesar **1,08 kg/cm² (107 kN/m²)** (Tomlinson, 1977).

Hitungan kapasitas tiang pada tanah pasir seperti yang disarankan oleh Vesic, sehubungan dengan pembatasan tahanan gesek maksimum dan tahanan ujung maksimum telah sering digunakan. Sebagai contoh, Mc. Clelland (1969) menyarankan agar perancangan kapasitas tiang pada tanah pasir bersih berkepadatan sedang, dengan $\phi' = 30^\circ$, $N_q = 41$, $K_d = 0,7$ (kompresi) atau $K_d = 0,5$ (beban tarik), dilakukan dengan mengambil tahanan gesek dinding satuan (f_s) maksimum **1,08 kg/cm² (107 kN/m²)** dan tahanan ujung satuan (f_b) maksimum **108 kg/cm² (10700 kN/m²)**.

Dengan berdasarkan hasil pengujian Vesic (1967), Poulos dan Davis (1980) mengevaluasi nilai-nilai hubungan $K_d \tan \delta$ dan z_c/d (dengan d adalah diameter tiang) seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.18a** dan **2.18b**. Gambar tersebut didasarkan pada hubungan kerapatan relatif (D_r) dan sudut gesek dalam efektif (ϕ') (Vesic, 1967 dan Meyerhof, 1956) :

$$\phi' = 28^\circ + 15 D_r \quad (2.17)$$

Perlu diperhatikan bahwa nilai-nilai yang terdapat pada **Gambar 2.18a** dan **2.18b** adalah nilai-nilai yang didasarkan pada pengujian tiang yang dibuat dari pipa baja. Namun, gambar tersebut dapat pula digunakan untuk bahan tiang yang lain. Coyle dan Castello (1981) menyarankan hubungan empiris antara f_s dengan kedalaman dan sudut gesek dalam (ϕ), seperti ditunjukkan dalam **Gambar 2.19** (dengan z/d adalah z = kedalaman pada titik tengah-tengah lapisan).

Untuk tiang bor atau tiang dongkrak (*jacked pile*), nilai-nilai $K_d \tan \delta$ pada **Gambar 2.18b**, menjadi terlalu besar. Karena itu, untuk kedua jenis tiang bor tersebut, Poulos dan Davis (1980) menyarankan pemakaian nilai-nilai $K_d \tan \delta$ dari usulan Meyerhof (1976) (**Gambar 2.18c**). Pada gambar ini, Meyerhof mengusulkan bahwa $\delta = 0,75 \phi'$. Untuk jenis tiang yang dipancang, nilai-nilai $K_d \tan \delta$ lebih besar dari **Gambar 2.18b**, hal ini disebabkan perbedaan interpretasi dari data Vesic yang dilakukan oleh kedua peneliti tersebut, yaitu menyangkut nilai z_c/d (Poulos dan Davis, 1980).

(c) Kapasitas ultimit tiang

Dari **Persamaan-persamaan (2.10), (2.11) dan (2.14)**, kapasitas ultimit netto tiang pada tanah granuler dapat dinyatakan oleh persamaan :

$$Q_u = A_b p_b' N_q + A_s K_d p_o' \tan \delta - W_p \quad (2.18a)$$

dengan

Q_u = kapasitas ultimit netto tiang (kN)

A_b = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

A_s = luas selimut tiang (m^2)

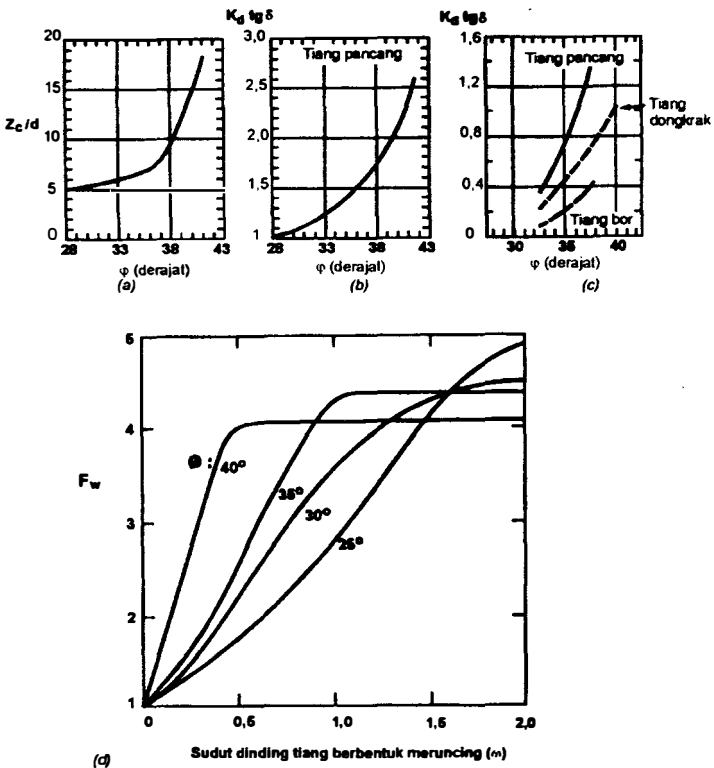
N_q = faktor kapasitas dukung

K_d = koefisien yang tergantung dari kondisi tanah

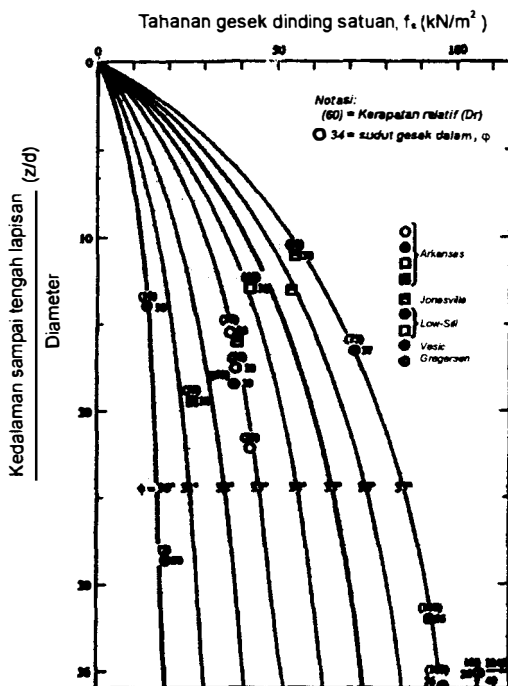
$\delta = \varphi_d'$ = sudut gesek efektif antara dinding tiang dan tanah

p_o' = tekanan vertikal efektif rata-rata di sepanjang tiang (dengan tekanan vertikal $p_o' = \gamma'z$ untuk $z \leq z_c$ dan $p_o' = \gamma'z_c$ untuk $z > z_c$) (kN/m^2)

p_h' = tekanan vertikal efektif tanah pada ujung bawah tiang dengan memperhatikan tekanan vertikal maksimum pada kedalaman z_c (kN/m^2).



Gambar 2.18 Hubungan z_c/d dan $K_d \tan \delta$ untuk tiang pada tanah pasir (Poulos dan Davis, 1980) dan faktor F_w untuk tiang meruncing.



Gambar 2.19 Tahanan gesek satuan (f_s) tiang dalam tanah granuler (Coyle dan Castello, 1981).

Untuk tiang yang berbentuk meruncing, kapasitas ultimit netto dinyatakan dalam persamaan :

$$Q_u = A_b p_h' N_q + F_w A_s K_d p_o' \tan \delta - W_p \quad (2.18b)$$

dengan F_w = faktor koreksi bentuk tiang, yang meruncing, yang dapat diambil dari **Gambar 2.18d**. Nilai $F_w = 1$, untuk tiang yang berdiameter seragam.

Dalam menentukan sudut gesek dalam tanah (ϕ) untuk hitungan kapasitas ultimit, maka prosedur yang disarankan oleh Poulos dan Davis (1980) berikut ini dapat digunakan.

- (i) Untuk tiang yang dipancang (tiang pancang), tahanan ujung ditentukan dengan memperhatikan nilai ϕ di bawah ujung tiang. Nilai N_q ditentukan dengan mengambil sudut gesek dalam pada akhir pemancangan (ϕ) (yang digunakan dalam hitungan kapasitas) yang disarankan oleh Kishida (1967), yaitu :

$$\phi = \frac{1}{2} (\phi' + 40^\circ) \quad (2.19)$$

dengan ϕ' adalah *sudut gesek dalam* tanah asli di lapangan.

Dalam hitungan tahanan gesek tiang, nilai *sudut gesek dalam* di sepanjang tiang yang dipakai untuk menentukan nilai $K_d \tan \delta$ dan z_c/d dilakukan dengan mengambil sudut gesek dalam untuk perancangan:

$$\phi = \frac{3}{4} \phi' + 10^\circ \quad (2.20)$$

- (ii) Untuk tiang bor, penentuan N_q dan z_c/d disarankan dengan mengambil:

$$\phi = \phi' - 3^\circ \quad (2.21)$$

Nilai sudut gesek dalam tanah berkurang, karena pengaruh gangguan tanah akibat pengeboran dan pemasangan tiang. Untuk tiang bor ini, nilai $K_d \tan \delta$ diambilkan dari **Gambar 2.18c**, yang didasarkan pada *sudut gesek dalam* tanah asli (ϕ') atau sebelum pemancangan.

- (iii) Untuk tipe tiang cor/cetak di tempat dengan pipa luar yang ditarik kembali, hitungan kapasitas tiang harus dipertimbangkan terhadap kondisi tanah yang telah terganggu akibat penarikan pipa tersebut. Pada tipe tiang ini, hitungan estimasi besarnya tahanan gesek dinding agak sulit, karena estimasi tingkat kerapatan antara dinding tiang dan tanah bergantung pada derajat kepadatan beton saat pengecoran. Perlu diingat bahwa pada waktu beton dipadatkan, luas penampang tiang dapat membesar. Akibatnya, tahanan gesek dinding tiang menjadi bertambah. Untuk itu, sebagai estimasi dapat dianggap bahwa setelah penarikan pipa, tanah pasir di sekeliling tiang akan berada pada kondisi kepadatan sedang.

Untuk tiang dengan pipa luar yang tidak ditarik ke luar (tertutup pada ujungnya), tahanan ujung dapat dihitung berdasarkan luas ujung bawah tiang. Perhatian harus diberikan pada hitungan tahanan ujung tiang yang menggembung pada ujungnya, karena besarnya cembungan di dalam tanah sulit diperkirakan.

Jika tiang terletak pada lapisan keras tipis yang terletak di atas tanah lunak, tahanan ujung dapat berkurang oleh pengaruh kondisi lapisan tanah lunak. Pada kondisi ini, tiang dapat melesak ke bawah menembus tanah keras. Meyerhof (1976) menyarankan bahwa jika lapisan lunak tersebut terletak kurang dari $10d$ (d = diameter dasar) dihitung dari ujung bawah tiang, maka akan terjadi pengurangan tahanan ujung. Untuk itu, disarankan nilai tahanan ujung ultimit diambil menurun secara linier dihitung dari $10d$ di atas lapisan lunak sampai ke permukaan tanah lunak, di mana tahanan ujung tiang pada bagian ini dihitung berdasarkan kondisi tanah lunak tersebut.

Penggunaan *sudut gesek dalam* tanah yang terlalu tinggi pada tanah pasir padat ($\phi > 40^\circ$) untuk menentukan tahanan ujung dan tahanan gesek dinding sekaligus, harus dilakukan dengan hati-hati. Karena gerakan yang lebih besar dibutuhkan untuk bekerjanya tahanan ujung secara penuh dibandingkan dengan hal yang sama untuk bekerjanya tahanan gesek tiang secara penuh.

Contoh soal 2.1 :

Tiang baja bulat panjang 22 m dan diameter 0,4 m dipancang ke dalam tanah pasir dengan data lapisan tanah seperti yang ditunjukkan dalam **Tabel C2.1a**.

Tabel C2.1a.

Kedalaman (m)	N-SPT	γ_b (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)
0 - 2	10	18	-	-
2 - 10	16	-	18,8	9
10 - 21	10	-	18,3	8,5
> 21	16	-	18,8	9

Nilai-nilai N tersebut sudah merupakan nilai yang sudah dikoreksi. Muka air tanah terletak pada kedalaman 2 m dari permukaan tanah. Berat tiang per meter panjang 3,7 kN/m.

- Hitung kapasitas ultimit tiang dengan cara yang disarankan oleh Poulos dan Davis (1980).
- Idem, dengan cara Brom, yaitu dengan menganggap $z_c = 20d$.

Penyelesaian :

(a) Cara Poulos dan Davis

Dari N yang telah diketahui dapat diperoleh ϕ , yaitu dengan menggunakan **Gambar 2.13**. Hitungan ϕ untuk memperoleh $K_u \tan \phi_u'$ diperlihatkan dalam **Tabel C2.1b**. Dimisalkan dulu kedalaman kritis $z_c < 3$ m. Dengan $\phi = 34^\circ$, dari **Gambar 2.18a** diperoleh:

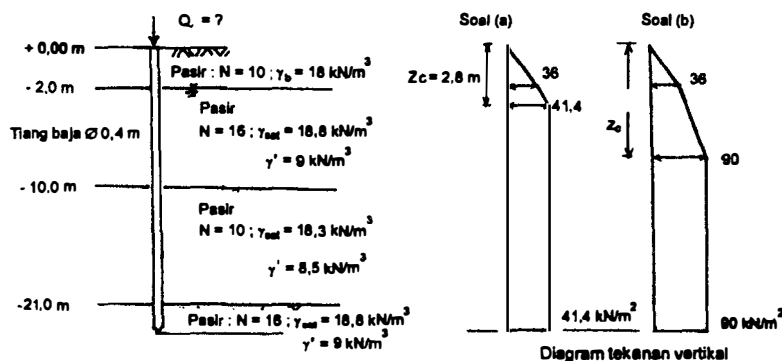
$$z_c/d = 6,5, \text{ atau } z_c = 6,5 \times 0,4 = 2,6 \text{ m} < 3 \text{ m.}$$

Dengan demikian anggapan $z_c < 3$ m, benar.

Tekanan *overburden* pada $z_c \geq 2,6$ m:

$$p_o' = (2 \times 18) + (0,6 \times 9) = 41,4 \text{ kN/m}^2$$

Nilai ini digunakan dalam hitungan-hitungan tahanan gesek tiang pada $z \geq 2,6$ m dan tahanan ujung tiang, yaitu $p_h' = p_o' = 41,4 \text{ kN/m}^2$.



Gambar C2.1.

Tabel C2.1b.

Kedalaman (m)	N-SPT	φ'	$\varphi = 0,75\varphi' + 10^\circ$	$K_d \text{ tg } \delta'$
0 - 2	10	30°	32,5°	1,20
2 - 10	16	32°	34°	1,30
10 - 21	10	30°	32,5°	1,20
> 21	16	32°	34°	1,30

(1) Tahanan ujung ultimit (Q_b)

Q_b dihitung dengan memperhatikan kenaikan φ .

Dari Persamaan (2.19) : $\varphi = 0,5(\varphi' + 40^\circ) = 0,5(32^\circ + 40^\circ) = 36^\circ$.

Dari Gambar 2.14, untuk $L/d = 22/0,4 = 55$, diperoleh $N_q = 60$

$$A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 = 0,13 \text{ m}^2$$

$$Q_b = A_b p_h' N_q = 0,13 \times 41,4 \times 60 = 322,9 \text{ kN}$$

Cek terhadap batasan tahanan ujung satuan maksimum ($f_b = Q_b/A_b$) :

$$f_b = 322,9/0,13 = 2483,4 \text{ kN/m}^2 < 10,7 \text{ MN/m}^2 = 10700 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK !)}$$

(2) Tahanan gesek ultimit (Q_s)

Keliling tiang = $\pi d = \pi \times 0,4 = 1,26 \text{ m}$

$$Q_s = \sum A_s K_d \text{ tg } \delta$$

$$\begin{aligned}
1,26 \times 2 \times 1,2 \times \frac{1}{2} (0 + 36) &= 54,47 \\
1,26 \times (2,6 - 2) \times 1,3 \times \frac{1}{2} (36 + 41,4) &= 38,03 \\
1,26 \times (10 - 2,6) \times 1,3 \times 41,4 &= 501,82 \\
1,26 \times (21 - 10) \times 1,2 \times 41,4 &= 688,56 \\
1,26 \times (22 - 21) \times 1,3 \times 41,4 &= 67,81
\end{aligned}$$

$$Q_s = 1350,69 \text{ kN}$$

Cek terhadap batasan tahanan gesek satuan maksimum :

$$f_s = K_d \text{tg } \delta p_o = 1,3 \times 41,4 = 53,82 \text{ kN/m}^2 < 107 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK !)}$$

(3) Kapasitas ultimit netto (Q_u) tiang

Berat tiang dengan panjang 22 m :

$$W_p = 22 \times 3,7 = 81,4 \text{ kN}$$

Kapasitas ultimit netto :

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p = 322,9 + 1350,69 - 81,4 = 1592,19 \text{ kN}$$

(b) Cara Brom

Hitungan cara *Brom*, didasarkan pada nilai-nilai pendekatan dari δ dan K_d yang diperoleh dari **Tabel 2.2** dan **2.3**. Hitungan-hitungan $K_d \text{tg } \delta$ ditunjukkan dalam **Tabel C 2.1c**.

(1) Tahanan gesek ultimit

Dianggap $z_c = 20$ $d = 20 \times 0,4 = 8$ m

Pada $z_c = 8$ m, $p_o = (2 \times 18) + (6 \times 9) = 90 \text{ kN/m}^2$

$$Q_s = \sum A_s K_d \text{tg } \delta \bar{p}_o$$

$$(2 \times 1,26) 0,18 \times 0,5 (0 + 36) = 22,52$$

$$(6 \times 1,26) 0,25 \times 0,5 (36 + 90) = 119,07$$

$$(2 \times 1,26) 0,25 \times 90 = 56,70$$

$$(11 \times 1,26) 0,18 \times 90 = 224,53$$

$$(1 \times 1,26) 0,25 \times 90 = 28,35$$

$$Q_s = 451,17 \text{ kN}$$

Cek terhadap batasan tahanan gesek maksimum ($f_s = Q_s/A_s$) (dipilih yang paling besar):

$$f_s = K_d \tan \delta p_o = 0,25 \times 90 = 22,50 \text{ kN/m}^2 < 107 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK!)}$$

Tabel C2.1c.

Kedalaman (m)	φ'	Kepadatan	K_d (Tabel 2.2)	δ (tiang baja)	$K_d \tan \delta$
0 - 2	30°	Tidak padat	0,5	20°	0,18
2 - 10	32°	Sedang	0,7	20°	0,25
10 - 21	30°	Tidak padat	0,5	20°	0,18
> 21	32°	Sedang	0,7	20°	0,25

(2) Tahanan ujung ultimit

Dari Gambar 2.14, $\varphi = 32$, $L/d = 55$, maka $N_q = 22$

$$Q_h = A_h p_h' N_q = 0,13 \times 90 \times 22 = 257,4 \text{ kN}$$

Cek tahanan ujung satuan maksimum:

$$f_h = 257,4/0,13 = 1980 \text{ kN/m}^2 < 10700 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK !)}$$

(3) Kapasitas ultimit netto tiang

$$Q_u = Q_h + Q_s - W_p$$

$$= 451,17 + 257,4 - 81,4 = 627,17 \text{ kN}$$

Contoh soal 2.2 :

Tiang pancang beton berbentuk bujur sangkar dengan lebar sisi 0,45 m dan panjang 7 m, dipancang dalam tanah pasir homogen. Dari hasil uji SPT diperoleh data $N = 15$ (sudah terkoreksi). Muka air tanah terletak pada permukaan tanah. Berat volume apung tanah $\gamma' = 11,8 \text{ kN/m}^3$. Jika pada tiang akan bekerja beban-beban tarik 190 kN (gaya ke atas) dan tekan 250 kN (ke bawah), hitung faktor-faktor aman terhadap gaya tarik dan terhadap gaya tekan. Berat volume bahan tiang 25 kN/m^3 .

Penyelesaian :

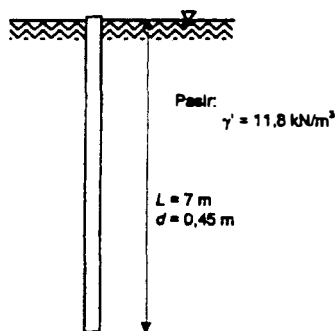
Dalam hitungan akan dipakai cara Broms.

Tekanan *overburden* rata-rata di tengah-tengah tiang:

$$\bar{p}_o = 0,5 [0 + (7 \times 11,8)] = 41,3 \text{ kN/m}^2$$

$z/d = 7/0,45 = 15,5$. Karena $z/d < 20$, maka tekanan *overburden* dipakai sepenuhnya dalam hitungan tahanan ujung dan tahanan gesek tiang.

Dengan $N = 15$, dari **Gambar 2.13**, maka $\phi = 31^\circ$.



Gambar C2.2.

Dari **Tabel 2.3**, untuk tiang beton $\delta = \frac{3}{4} \times 31^\circ = 23,25^\circ$,

$$\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} 23,25^\circ = 0,43$$

Dengan memperhatikan nilai N , maka tanah pada kondisi kepadatan sedang. Karena itu K_d akan berada di antara 1 - 2. Dengan memperhatikan proporsi nilai ϕ , maka dipakai $K_d = 1,3$ (**Tabel 2.2**).

Tahanan gesek tiang:

$$\begin{aligned} Q_s &= K_d \bar{p}_0 \operatorname{tg} \delta A_s \\ &= 1,3 \times 41,3 \times 0,43 \times 4 \times 0,45 \times 7 \\ &= 290,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Berat tiang} = 0,45^2 \times 7 \times 25 = 35,43 \text{ kN}$$

Faktor aman terhadap gaya tarik ke atas :

$$F = \frac{290 + 35,43}{190} = 1,71 \text{ (kurang besar)}$$

Tahanan ujung tiang dihitung berdasarkan **Gambar 2.14** :

untuk $\phi = 31^\circ$, $L/d = 15$, maka $N_q = 25$

$$Q_b = N_q p_h' A_b = 25 \times 7 \times 11,8 \times 0,45 \times 0,45 = 418,2 \text{ kN}$$

Kapasitas ultimit netto tiang :

$$Q_u = 290,9 + 418,2 - 35,43 = 673,67 \text{ kN}$$

Faktor aman terhadap gaya tekan:

$$F = \frac{673,67}{250} = 2,69 > 2,5 \text{ (OK!)}$$

Cek terhadap tahanan gesek satuan maksimum :

$$f_s = Q_s/A_s = 290/(7 \times 4 \times 0,45) = 23,02 \text{ kN/m}^2 < 107 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK !)}$$

Cek terhadap tahanan ujung satuan maksimum:

$$f_h = Q_h/A_h = 418,2/(0,45 \times 0,45) = 2065 \text{ kN/m}^2 < 10700 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK!)}$$

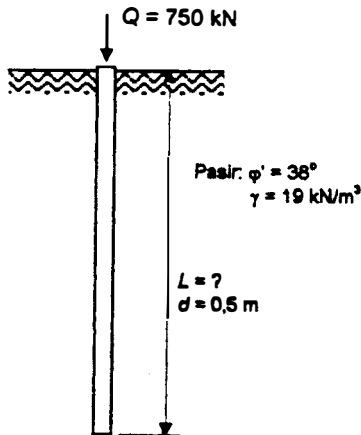
Contoh soal 2.3 :

Tiang bor berdiameter 0,50 m dipasang dalam tanah pasir homogen, dengan $\varphi' = 38^\circ$ dan $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. Jika permukaan air tanah sangat dalam, berapakah kedalaman tiang yang dibutuhkan untuk beban tiang 750 kN? Berat volume tiang 24 kN/m^3 dan faktor aman $F = 2,5$.

Penyelesaian :

Untuk menghitung tahanan ujung ultimit Q_h :

$\varphi = \varphi' - 3^\circ = 38^\circ - 3^\circ = 35^\circ$ (Persamaan 2.21). Dari Gambar 2.18a, $z_c/d = 7,2$ atau $z_c = 7,2 \times 0,5 = 3,6 \text{ m}$.



Gambar C2.3.

Jika dimisalkan $L/d = 40$, dari **Gambar 2.14**, maka $N_q = 60$.

$$p_o' = 3,6 \times 19 = 68,4 \text{ kN/m}^2$$

$$p_h' = 68,4 \text{ kN/m}^2$$

$$A_h = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$Q_h = A_h p_h' N_q = 0,2 \times 68,4 \times 60 = 820,8 \text{ kN}$$

Tahanan gesek ultimit:

Sudut ϕ yang digunakan dalam hitungan Q_s adalah $\phi' = 38^\circ$

Dari **Gambar 2.18c** (dipilih untuk tiang bor), $K_d \tan \delta = 0,43$

Keliling tiang $= \pi d = \pi \times 0,5 = 1,57 \text{ m}$

$$Q_s = \Sigma A_s \bar{p}'_o K_d \tan \delta$$

$$= 1,57 \times 3,6 \times \frac{1}{2} (0 + 68,4) \times 0,43 = 83,1$$

$$= 1,57 \times L_1 \times 68,4 \times 0,43 = 46,17 L_1$$

$$Q_s = 83,1 + 46,17 L_1$$

Berat tiang $= W_p = 0,2 \times L \times 24 = 4,8L = 4,8 (3,6 + L_1)$ (dengan, $L = z_c + L_1$)

$$Q_u = Q_h + Q_s - W_p$$

$$= 820,8 + 83,1 + 46,17 L_1 - 4,8 (3,6 + L_1)$$

$$= 886,62 + 41,37 L_1$$

$$Q_u/F = Q \text{ (untuk } F = 2,5)$$

$$886,62 + 41,37 L_1 = 750 \times 2,5$$

$$L_1 = 23,9 \text{ m}$$

Panjang tiang yang dibutuhkan $L = 3,6 + 23,9 = 27,5 \text{ m}$.

Cek : $L/d = 27,5/0,5 = 55$. Dengan melihat **Gambar 2.14**, selisih nilai N_q yang diperoleh tidak begitu banyak. Jadi hasil hitungan dapat dianggap telah sesuai.

Contoh soal 2.4:

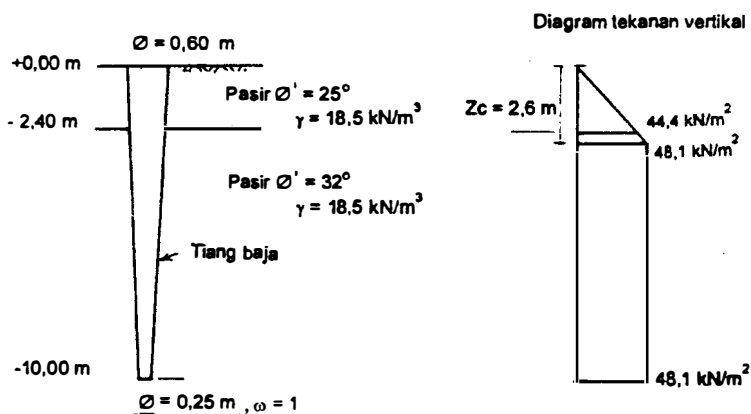
Tiang pancang baja meruncing yang tertutup pada ujungnya, panjang $L = 10 \text{ m}$ dengan diameter kepala $0,60 \text{ m}$ dan ujung bawah $0,25 \text{ m}$. Berat tiang $W_p = 42 \text{ kN}$. Data tanah :

$$0 - 2,4 \text{ m; pasir} \quad : \phi' = 25^\circ, \quad \gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

2,4 - 18 m; pasir : $\varphi' = 32^\circ$, $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Permukaan air tanah sangat dalam.

Penyelesaian:



Gambar C2.4.

(1) Tahanan gesek ultimit (Q_s)

Dalam menghitung $K_d \tan \delta$ dan z_c , sudut gesek dalam yang digunakan diperoleh dari persamaan :

$$\varphi = \frac{3}{4} \varphi' + 10^\circ$$

Dengan φ terhitung, F_ω diperoleh dari **Gambar 2.18d**.

Nilai-nilai F_ω dan $K_d \tan \delta$ per kedalaman yang akan dipakai dalam hitungan diperlihatkan dalam **Tabel C2.2**.

Tabel C2.2.

Kedalaman (m)	φ'	$\varphi = \frac{3}{4} \varphi' + 10^\circ$	F_ω	$K_d \tan \delta$ Gbr. 2.18b
0 - 2,4	25°	$28,75^\circ$	3,2	1,02
2,4 - 10	32°	34°	4,1	1,30

Diameter rata-rata tiang : $0,5 (0,60 + 0,25) = 0,425 \text{ m}$

Dengan menganggap $z_c = 2,5 \text{ m}$, maka $\varphi = 34^\circ$ (lihat **Tabel C2.2**). Dari **Gambar 2.18a**, diperoleh $z_c/d = 6,1$ atau $z_c = 6,1 \times 0,425 = 2,60 \text{ m} > 2,5 \text{ m}$ (OK!)

Tekanan vertikal pada kedalaman z_c :

$$p_o' = 2,6 \times 18,5 = 48,1 \text{ kN/m}^2$$

Pada $z = 2,4 \text{ m}$:

$$p_o' = 2,4 \times 18,5 = 44,4 \text{ kN/m}^2$$

Diameter rata-rata tiang pada kedalaman 0 – 2,4 m :

$$\begin{aligned} d_1 &= 0,5 [0,6 + (0,6 - 2,4 \times 2 \times \text{tg } 1^\circ)] \\ &= 0,56 \text{ m} \end{aligned}$$

Pada kedalaman 2,4 - 10 m :

$$d_2 = 0,5 (0,56 + 0,25) = 0,38 \text{ m}$$

$$A_{s1} = 2,4 \times \pi \times 0,56 = 4,18 \text{ m}^2$$

$$A_{s2} = 0,2 \times \pi \times 0,38 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$A_{s3} = 7,4 \times \pi \times 0,38 = 8,83 \text{ m}^2$$

$$Q_s = \Sigma F_w A_s \bar{p}_o' K_d \text{tg } \delta$$

$$3,2 \times 4,18 \times \frac{1}{2} (0 + 44,4) \times 1,02 = 302,89 \text{ kN}$$

$$4,1 \times 0,24 \times \frac{1}{2} (44,4 + 48,1) \times 1,3 = 59,16 \text{ kN}$$

$$4,1 \times 8,83 \times 48,1 \times 1,3 = 2263,77 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2625,82 \text{ kN}$$

(2) *Tahanan ujung (Q_h)*

Dalam hitungan N_q : $\varphi = \frac{1}{2} (\varphi' + 40^\circ)$

$$= \frac{1}{2} (32^\circ + 40^\circ) = 36^\circ$$

Dari **Gambar 2.14**, diperoleh $N_q = 63$

$$A_h = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,25^2 = 0,049 \text{ m}^2$$

$$p_h' = 48,1 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_h = A_h p_h' N_q = 0,049 \times 48,1 \times 63 = 148,5 \text{ kN}$$

(3) *Kapasitas ultimit netto*

$$Q_u = Q_h + Q_s - W_p$$

$$= 2625,82 + 148,5 - 42 = 2732,32 \text{ kN}$$

Contoh soal 2.5:

Tiang baja tertutup diameter 400 mm, panjang 18 m dan berat 47 kN dipancang dalam tanah pasir. Data uji N -SPT yang telah dikoreksi terhadap tekanan *overburden* dan pengaruh butiran halus tanah terendam air di lapangan adalah seperti berikut:

Kedalaman (m)	N -SPT (terkoreksi)
1	10
2	9
4	10
6	14
10	11
13	17
17	23
20	32
22	33

Muka air tanah terletak pada kedalaman 3 m. Tanah mempunyai berat volume jenuh 21 kN/m^3 dan $\gamma_b = 18 \text{ kN/m}^3$. Dengan menggunakan cara Coyle dan Castello (1981), hitung kapasitas tiang ijin tekan dan tarik.

Penyelesaian:

Dengan melihat data N -SPT dapat diestimasi sudut gesek dalam (ϕ) dalam setiap kedalaman dengan menggunakan grafik Peck dalam **Gambar 2.13**.

Kedalaman (m)	N -SPT	Sudut gesek dalam (ϕ)
1	10	30
2	9	30
4	10	30
6	14	31
10	11	30
13	17	32
17	23	34
20	32	36
22	33	37

Untuk menghitung tahanan ujung diperhatikan nilai ϕ rata-rata antara $4d$ (1,6 m) ke bawah dan $8d$ (3,2 m) ke atas dari dasar tiang, yaitu antara kedalaman 15 sampai 20 m (Meyerhof, 1976). Dari sini diperoleh ϕ rata-rata = 34° .

Dengan, $L/d = 18/0,4 = 45$, dari **Gambar 2.17** diperoleh tahanan ujung satuan netto, $f_h = 7000$ kPa.

Tahanan ujung netto:

$$Q_h = A_b f_h = (1/4) \times \pi \times 0,4^2 \times 7000 = 880 \text{ kN}$$

Tahanan gesek satuan diperoleh dari **Gambar 2.19**.

$$z/d = 9/0,4 = 22,5 \quad (z = \text{kedalaman tengah-tengah tiang})$$

Sudut gesek dalam rata-rata sampai kedalaman 18 m adalah $\phi = 31^\circ$.

Dari **Gambar 2.19**, diperoleh $f_s = 25$ kPa.

$$\text{Luas selimut tiang} = \pi \times 0,4 \times 18 = 22,6 \text{ m}^2$$

Tahanan gesek:

$$Q_s = A_s f_s = 22,6 \times 25 = 565 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitas ijin tiang netto (tekan)} = (1/F)(Q_h + Q_s - W_p)$$

$$= (1/2,5)(880 + 565 - 47) = 559,2 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitas ijin tiang tarik}$$

$$= 0,9 W_p + (1/F)Q_s = 0,9 \times 47 + (1/5) \times 565$$

$$= 155,3 \text{ kN}$$

Pada hitungan kapasitas tiang tarik ijin, untuk keamanan, berat tiang dikalikan faktor 0,9. Faktor aman untuk tiang tarik umumnya lebih besar daripada tiang tekan. Dalam contoh soal ini diambil faktor aman tekan $F = 2,5$ dan tarik $F = 5$.

2.5.3 Kapasitas Tiang dalam Tanah Kohesif

2.5.3.1 Kapasitas Tiang Pancang

Kapasitas ultimit tiang yang dipancang dalam tanah kohesif, adalah jumlah tahanan gesek dinding tiang dan tahanan ujungnya. Besar tahanan gesek tiang tergantung dari bahan dan bentuk tiang. Umumnya, bila tanah homogen, tahanan gesek dinding yang berupa adhesi antara dinding tiang dan tanah akan berpengaruh besar pada kapasitas ultimitnya.

(a) Tahanan ujung ultimit

Bila tiang terletak di dalam tanah lempung, kapasitas tiang dihitung pada kondisi pembebanan *tak terdrainase (undrained)*, kecuali jika lempung termasuk jenis lempung *terkonsolidasi-berlebihan (highly overconsolidated)*.

Jika lempung dalam kondisi jenuh, maka $\phi_u = 0^\circ$. Karena itu, sudut gesek antara dinding tiang dan tanah (δ) sama dengan nol. Karena $\phi_u = 0$, maka $N_q = 1$ dan $N_\gamma = 0$. Persamaan tahanan ujung ultimit yang didasarkan pada **Persamaan (2.3)**, akan menjadi :

$$Q_h = A_h (c_h N_c + p_h) \quad (2.22)$$

dengan,

- Q_h = tahanan ujung bawah ultimit (kN)
- A_h = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)
- c_h = kohesi pada kondisi *tak terdrainase (undrained)* tanah yang terletak di bawah ujung tiang yang nilainya diambil dari contoh tak terganggu (kN/m^2)
- N_c = faktor kapasitas dukung (fungsi dari ϕ)
- p_h = tekanan *overburden* ujung bawah tiang (kN/m^2)

N_c umumnya diambil sama dengan 9 (Skempton, 1959). Untuk lempung retak-retak, c_h harus diambil dari kuat geser lempung retak-retak. Reduksi akibat pelonggaran tanah perlu diberikan, karena pengaruh ini mengurangi kontak antara dinding tiang dan tanah.

(b) Tahanan gesek dinding ultimit

Bila tiang didalam tanah kohesif, persamaan tahanan gesek dinding ultimit yang didasarkan pada **Persamaan (2.9)**, menjadi:

$$Q_s = c_d A_s \quad (2.23)$$

dengan,

- Q_s = tahanan gesek dinding ultimit (kN)
- c_d = adhesi antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya (kN/m^2)
- A_s = luas selimut tiang (m^2)

Adhesi antara dinding tiang dan tanah didefinisikan sebagai:

$$c_d = a_d c_u \quad (2.24)$$

dengan a_d = faktor adhesi dan c_u = kohesi *tak terdrainase*. Faktor adhesi (a_d) sebaiknya didasarkan pada kuat geser tanah tak terganggu (*undisturbed sample*). Dari **Persamaan (2.24)**, tahanan gesek ultimit tiang dinyatakan oleh persamaan:

$$Q_s = a_d c_u A_s \quad (2.25)$$

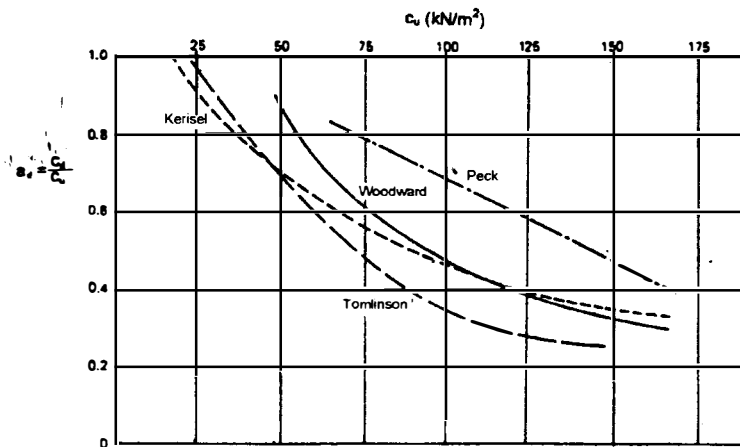
Dengan memberikan faktor koreksi untuk tiang yang berdiameter tidak seragam di sepanjang tiangnya (meruncing), maka:

dengan F_w adalah faktor bentuk tiang yang sama dengan 1 untuk tiang berdiameter seragam dan 1,2 untuk tiang yang meruncing pada tanah kohesif (Simons dan Menzies, 1977).

Jika kuat geser tanah lempung bertambah dengan kedalamannya, maka nilai kohesi *tak terdrainase* (c_u) rata-rata diambil di sepanjang tiang. Bila tanah terdiri dari lempung yang berbeda konsistensinya (lempung lunak di atas lempung kaku), gesekan dinding harus dihitung terpisah pada tiap lapisan, yaitu dengan menggunakan faktor adhesi yang sesuai. Untuk tiang yang dipancang pada tanah lempung yang mudah susut, tiang harus dibebaskan dari pengaruh kembang susut tanah.

Faktor adhesi tiang pancang (a_d) dalam tanah lempung telah diteliti oleh Peck (1958), Woodward, Nordlund dan Boitano (1961) dan Tomlinson (1963). Untuk tiang pancang, sifat-sifat khusus hubungan c_d/c_u (atau a_d) dan c_u yang disimpulkan dari beberapa peneliti oleh McClelland (1974) ditunjukkan dalam **Gambar 2.20**. Dalam gambar ini terlihat bahwa untuk lempung lunak c_d/c_u mendekati 1. Namun, untuk lempung kaku diperoleh nilai yang sangat berbeda-beda oleh pengaruh celah yang terbentuk pada waktu pemancangan tiang.

Estimasi adhesi ultimit (a_u) untuk tiang-tiang yang dipancang dalam tanah lempung, yang disarankan oleh Tomlinson (1963), ditunjukkan dalam **Tabel 2.6**.



Gambar 2.20 Faktor adhesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung (McClelland, 1974).

Tabel 2.6 Adhesi ultimit (c_d) untuk tiang pancang dalam tanah lempung (Tomlinson, 1963)

Bahan tiang	Kohesi (c_u) (k/ft ²)	Adhesi ultimit (c_d) (k/ft ²)
Beton dan kayu	0 - 0,75	0 - 0,70
	0,75 - 1,50	0,70 - 1,00
	1,50 - 3,00	1,00 - 1,30
Baja	0 - 0,75	0 - 0,70
	0,75 - 1,50	0,70 - 1,00
	1,50 - 3,00	1,00 - 1,20

Catatan : 1 k/ft² = 0,488 kg/cm² = 47,8 kN/m²

Tomlinson (1977) menyarankan hubungan faktor adhesi dan kohesi dengan memperhatikan bentuk-bentuk lapisan tanah seperti yang diperlihatkan dalam **Gambar 2.21**. Terlihat bahwa faktor adhesi tertinggi diperoleh dalam kasus I, dimana tiang dipancang dalam tanah pasir atau tanah berpasir yang terletak di atas lapisan lempung kaku. Celah yang cenderung terbentuk diantara dinding tiang dan tanah di sekitarnya, terisi oleh bahan granuler dengan tidak ada tahanan gesek dinding yang hilang.

Dalam kasus II, yaitu tanah lempung lunak yang terletak di atas lempung kaku, desakan lempung lunak ke bawah mengisi celah di antara dinding dan tanah lempung kaku di sekitarnya, karena itu mengurangi nilai gesekan dinding.

Pada kasus III, tiang dipancang pada lempung kaku yang homogen. Celah yang terbentuk terdapat di sekeliling bagian atas tiang. Pada bagian ini tidak ada gesekan dinding yang bekerja. Makin dangkal penembusan tiang dan makin kaku lempungnya, semakin besar pula celah yang terbentuk.

Persamaan lain yang dapat digunakan untuk menentukan tahanan gesek dinding tiang yang dipancang di dalam tanah lempung disarankan oleh *Vijayvergiya* dan *Focht* (1972), sebagai berikut :

$$Q_s = \lambda(p_o' + 2c_u)A_s \quad (2.27)$$

dengan,

Q_s = tahanan gesek dinding ultimit

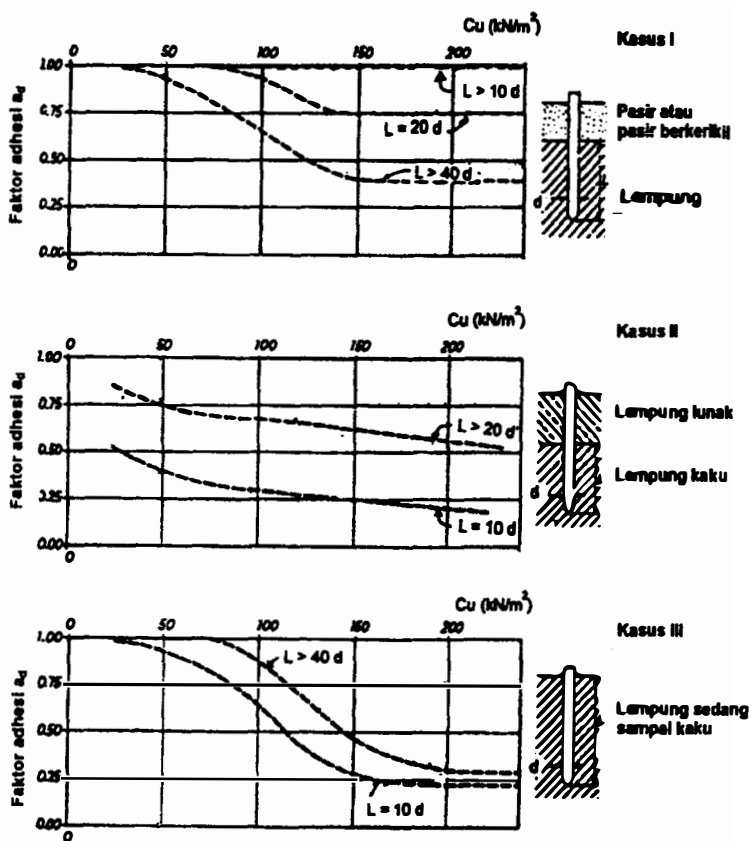
λ = koefisien tak berdimensi (**Gambar 2.22**)

p_o' = tekanan *overburden* efektif rata-rata yang diambil dari ujung tiang bawah sampai ke permukaan tanah

c_u = kohesi *tak terdrainase* rata-rata di sepanjang tiang

A_s = luas selimut tiang.

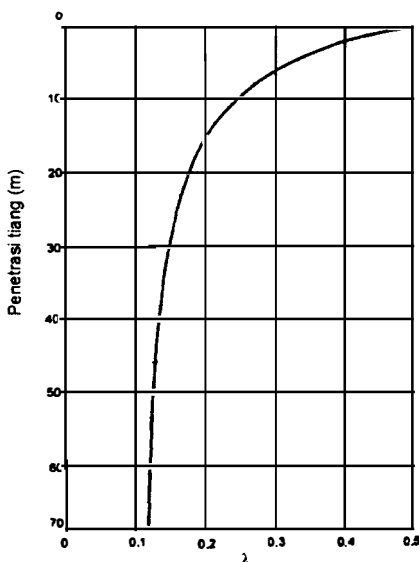
Hitungan tahanan gesek tiang dengan menggunakan **Persamaan 2.27** sering disebut *metode λ* . Cara ini tidak memperhitungkan pengaruh seperti kasus-kasus yang diberikan oleh Tomlinson (**Gambar 2.21**). Karena itu, hasil hitungan mungkin akan memberikan nilai yang terlalu tinggi untuk tiang dengan penetrasi yang dangkal ke dalam lapisan lempung kaku untuk kasus-kasus yang identik dengan kasus II, dan sebaliknya memberikan hasil hitungan yang sangat aman untuk kasus-kasus I (Tomlinson, 1977). Persamaan Vijayvergiya dan Focht ini telah banyak digunakan untuk mengestimasi tahanan gesek dinding tiang pada struktur lepas pantai (Poulos dan Davis, 1980).



Gambar 2.21 Hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung (Tomlinson, 1977).

Tanah lempung lunak dan lanau lunak sensitif terhadap pengaruh perubahan bentuk akibat pemancangan tiang. Karena itu, tergantung dari sensitifitas tanah, kuat gesernya akan turun pada daerah di sekitar tiang yang berakibat turunnya tahanan gesek dinding tiang.

Untuk tiang pancang yang dicetak di tempat dengan tabung luar yang tetap tertinggal di dalam tanah, tahanan gesek dinding tiang dapat dihitung dengan menggunakan **Persamaan (2.25)**, yaitu dengan menggunakan kuat geser tanah yang diambil dari contoh tanah tak terganggu.



Gambar 2.22 Hubungan antara koefisien gesek dinding (λ) dengan kedalaman penetrasi tiang (Vijayvergiya dan Focht. 1972).

Untuk tiang beton dengan tabung luar yang ditarik ke luar, karena tanah memadat pada saat pemancangan tabung luar tersebut, dan pemadatan tambahan terjadi sewaktu memadatkan beton, maka faktor adhesi dinding (a_d) dapat diambil kira-kira sama dengan faktor adhesi pada tiang beton pra cetak. Pada lempung kaku dan lempung lunak, pemadatan beton yang diikuti penarikan tabung pancang dapat mengakibatkan pembesaran dinding tiang. Karena itu, jika pembesarannya dapat diketahui, tahanan gesek dinding tiang dapat dihitung menurut dinding yang telah membesar ini.

(c) Kapasitas ultimit tiang

Dari persamaan-persamaan tahanan ujung dan tahanan gesek dinding tiang yang telah diperoleh, persamaan kapasitas ultimit untuk tiang dalam tanah kohesif yang didasarkan pada **Persamaan (2.10), (2.22) dan (2.26)** adalah :

$$Q_u = A_h (c_h N_c + p_h) + F_w a_d c_u A_s - W_p \quad (2.28)$$

Karena berat sendiri tiang (W_p) mendekati sama dengan berat tanah yang dipindahkan akibat adanya tiang, maka $A_h p_h$ dapat dianggap sama dengan W_p . Oleh karena itu, **Persamaan (2.28)** akan menjadi:

$$Q_u = A_h c_h N_c + F_w a_d c_u A_s \quad (2.29)$$

dengan,

Q_u = kapasitas ultimit netto tiang (kN)

A_h = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

c_h = kohesi *tak terdrainase* tanah di bawah dasar tiang (kN/m^2)

N_c = faktor kapasitas dukung

A_s = luas selimut tiang (m^2)

a_d = faktor adhesi

c_u = kohesi *tak terdrainase* di sepanjang tiang (kN/m^2)

F_w = faktor bentuk tiang (sama dengan 1 untuk tiang berdiameter seragam)

Persamaan (2.29) merupakan persamaan umum kapasitas ultimit untuk tiang yang terletak pada tanah kohesif.

Contoh soal 2.6:

Tiang beton panjang 15 m dan berdiameter 0,45 m akan dipancang menembus tanah lempung, dengan kondisi lapisan sebagai berikut :

0 - 5 m ; lempung: $\gamma_1' = 10 \text{ kN/m}^3$, $c_{u1} = 30 \text{ kPa}$, $\phi_{u1} = 0^\circ$

5 - 25 m ; lempung: $\gamma_2' = 13 \text{ kN/m}^3$, $c_{u2} = 40 \text{ kPa}$, $\phi_{u2} = 0^\circ$

Hitunglah kapasitas ultimit tiang tersebut.

Penyelesaian :

(1) Tahanan ujung ultimit

$$Q_h = A_h c_{u2} N_c$$

$$c_{u2} = 40 \text{ kPa}, N_c = 9$$

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$Q_b = 0,16 \times 40 \times 9 = 57,6 \text{ kN}$$

Cek tahanan ujung satuan maksimum :

$$f_b = Q_b/A_b = 57,6/0,16 = 360 \text{ kN/m}^2 < 10700 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK !)}$$

(2) Tahanan gesek ultimit

$$\text{Keliling tiang} = \pi d = \pi \times 0,45 = 1,41 \text{ m}$$

Dari **Gambar 2.20**, misalnya dipilih kurva Tomlinson:

untuk $c_{u1} = 30 \text{ kPa}$, diperoleh $a_d = c_d/c_u = 0,92$

untuk $c_{u2} = 40 \text{ kPa}$, diperoleh $a_d = 0,80$

$$Q_s = \sum a_d c_u A_s$$

$$\text{Kedalaman } 0 - 5 \text{ m: } Q_{s1} = 0,92 \times 30 \times 1,41 \times 5 = 195 \text{ kN}$$

$$5 - 15 \text{ m: } Q_{s2} = 0,80 \times 40 \times 1,41 \times 10 = 451,2 \text{ kN}$$

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} = 195 + 451,2 = 646,2 \text{ kN}$$

Cek tahanan gesek satuan maksimum :

$$f_s = Q_s/A_s = 451,2/14,1 = 32 \text{ kN/m}^2 < 107 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK!)}$$

(3) Kapasitas ultimit netto:

$$Q_u = Q_b + Q_s = 57,6 + 646,2 = 703,8 \text{ kN}$$

Perhatikan bahwa untuk tiang dalam tanah lempung, kapasitas ultimit netto diperoleh dengan tanpa mengurangi berat tiang (W_p).

2.5.3.2 Kapasitas Tiang Bor Cetak di Tempat dalam Tanah Lempung

Pekerjaan pengeboran tanah pada pemasangan tiang menyebabkan perubahan kuat geser tanah lempung yang serius. Selain itu, pengecoran beton juga menambah kadar air lempung sehingga mengurangi kuat geser lempung. Tahanan ujung tiang bor (Q_b) dapat dinyatakan oleh persamaan :

$$Q_b = \mu A_b N_c c_b \quad (2.30)$$

dengan,

Q_b = tahanan ujung ultimit (kN)

μ = faktor koreksi, dengan $\mu = 0,8$ untuk $d < 1 \text{ m}$, dan $\mu = 0,75$ untuk $d > 1 \text{ m}$

A_b = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

c_b = kohesi tanah di bawah ujung tiang pada kondisi *tak terdrainase* (*undrained*) (kN/m²)

N_c = faktor kapasitas dukung ($N_c = 9$)

Untuk menghitung tahanan ujung, faktor kapasitas dukung $N_c = 9$ dapat digunakan (Skempton, 1966). Kedalaman penembusan tiang pada lapisan pendukung disarankan paling sedikit 5 kali diameter tiang. Jika tanah termasuk jenis tanah lempung retak-retak, maka c_b diambil nilai minimumnya. Untuk menghitung tahanan gesek dinding tiang bor, Skempton (1966) menyarankan faktor adhesi 0,45 digunakan dalam **Persamaan (2.25)**. Dengan demikian, persamaan tahanan gesek dinding tiang bor, menjadi :

$$Q_s = 0,45 c_u A_s \quad (2.31)$$

dengan,

c_u = kohesi rata-rata tanah pada kondisi *tak terdrainase* di sepanjang tiang (kN/m²)

A_s = luas selimut tiang (m²)

Faktor adhesi pada tiang bor yang ujung bawahnya dibesarkan dapat diambil lebih kecil. Hal ini karena waktu pelaksanaan pekerjaannya yang lebih lama. Umumnya, tiang harus segera dicor sesudah pengeboran. Air yang dipakai untuk membantu proses pengeboran mengakibatkan penurunan faktor adhesi. Untuk tiang bor yang bentuknya membesar pada bagian bawah, disarankan agar tahanan geseknya (Q_s) diabaikan pada lokasi sejarak 2 kali diameter tiang, dihitung dari batas atas bagian yang dibesarkan (lihat **Gambar 2.6**).

Kapasitas ultimit tiang bor dinyatakan oleh persamaan :

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (2.32)$$

Dengan substitusi Q_b dan Q_s , akan diperoleh :

$$Q_u = \mu A_b N_c c_b + 0,45 c_u A_s \quad (2.33)$$

Persamaan (2.33) merupakan persamaan kapasitas ultimit untuk tiang bor cor di tempat.

Contoh soal 2.7:

Tiang bor dengan diameter 0,50 m dan panjang $L = 20$ m akan dipasang pada tanah lempung dengan kondisi lapisan tanah seperti dalam **Tabel C2.3**.

Tabel C2.3.

Kedalaman (m)	c_u (kPa)
0 - 1,5	30
1,5 - 8	50
> 8	75

Bila muka air tanah di permukaan, hitung kapasitas ijin tiang, bila faktor aman $F = 2,5$

Penyelesaian :

Luas dasar tiang : $A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 = 0,2 \text{ m}^2$

Keliling tiang = $d = \pi \times 0,5 = 1,67 \text{ m}$

(1) Tahanan ujung ultimit

Tahanan ujung ultimit tiang bor : $Q_b = \mu c_b A_b N_c$

Untuk $d < 1\text{m}$, maka $\mu = 0,8$

Nilai c_b diambil kohesi rata-rata pada kedalaman $5d = 5 \times 0,5 = 2,5 \text{ m}$ di bawah dasar tiang, yaitu $c_b = 75 \text{ kPa}$.

$$Q_b = 0,8 \times 75 \times 0,2 \times 9 = 108 \text{ kN}$$

(2) Tahanan gesek ultimit

Tahanan gesek ultimit tiang bor (Skempton, 1966) :

$$\begin{aligned}
 Q_s &= \sum 0,45 c_u A_s \\
 &= 0,45 \times 30 \times 1,67 \times 1,5 &= 33,81 \text{ kN} \\
 &0,45 \times 50 \times 1,67 \times 6,5 &= 244,24 \text{ kN} \\
 &0,45 \times 75 \times 1,67 \times 12 &= 676,35 \text{ kN} \\
 \hline
 Q_s &= 954,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek terhadap tahanan gesek satuan maksimum :

Diambil yang terbesar $f_s = 0,45 \times 75 = 33,75 \text{ kPa} < 107 \text{ kPa}$

(OK ! (3) Kapasitas tiang ultimit

$$Q_u = Q_b + Q_s = 108 + 954,4 = 1062,4 \text{ kN}$$

Kapasitas ijin tiang:

$$Q_a = Q_u/2,5 = 1062,4/2,5 = 424,96 \text{ kN}$$

2.5.4 Kapasitas Tiang pada Kondisi Terdrainase (Drained)

Jika tiang berada dalam tanah lempung kaku yang terkonsolidasi berlebihan (*overconsolidated*), maka hitungan kapasitas tiang yang paling kritis dapat terjadi pada kondisi tanah yang telah terdrainase (*drained*) dari pada kondisi *tak terdrainase* (*undrained*) (Vesic, 1967, 1969; Chandler, 1966, 1968). Dengan kata lain, hitungan-hitungan didasarkan pada parameter tegangan efektif. Pada kondisi ini, adhesi antara tanah dengan dinding tiang menjadi nol dan suku persamaan kapasitas dukung N_c dan N_q dapat diabaikan. Untuk ini, kapasitas ultimit netto tiang dapat dinyatakan oleh persamaan:

$$Q_u = A_b p_b' N_q + A_s p_o' K_d \tan \delta' - W_p \quad (2.34)$$

dengan,

A_b = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

p_b' = tekanan *overburden* efektif pada ujung bawah tiang (kN/m^2)

N_q = faktor kapasitas dukung yang nilainya dapat diambil seperti pada hitungan kapasitas tiang pada tanah pasir

A_s = luas selimut tiang (m^2)

p_o' = tekanan *overburden* efektif rata-rata di sepanjang tiang (kN/m^2)

K_d = koefisien yang tergantung dari kondisi tanah

δ' = sudut gesek pada kondisi *terdrainase*, antara dinding tiang dan tanah

W_p = berat sendiri tiang (kN)

Nilai $K_d \tan \delta'$ yang minimum terdapat pada lempung *terkonsolidasi normal* (*normally consolidated*) (Burland, 1973), dan dapat dinyatakan oleh persamaan:

$$\beta = K_d \tan \delta' = (1 - \sin \phi') \tan \phi' \quad (2.35)$$

dengan ϕ' adalah sudut gesek dalam efektif tanah lempung. Untuk ϕ' di antara 20 sampai 30°, nilai β pada **Persamaan (2.35)** berkisar antara 0,24 sampai 0,29. Meyerhof (1976) juga memberikan nilai yang sama untuk β . Namun terdapat data bahwa nilainya berkurang bila panjang tiang bertambah, dan untuk tiang yang panjang (lebih kurang 60 m), β dapat menurun sampai 0,15. Untuk tiang bor dan tiang pancang dalam tanah lempung kaku, Burland (1973) menyarankan nilai $K_d = K_o$ dan δ' diambil dari sudut gesek dalam lempung terganggu. Nilai yang diperoleh merupakan nilai maksimum dari tahanan gesek dinding pada tiang bor. Sedangkan untuk tiang pancang, nilai

tersebut merupakan nilai tahanan gesek dinding minimumnya. Meyerhof (1976) menyarankan $K_d = 1,5 K_o$ untuk tiang pancang dalam tanah lempung kaku, sedang untuk tiang bor $K_{d(bor)} = 0,5 K_{d(pancang)}$. Untuk lempung *over consolidated* K_o dapat diestimasi dari persamaan:

$$K_o = (1 - \sin \phi') \quad (2.36)$$

dengan OCR adalah nilai banding *overconsolidation* (*Overconsolidation Ratio*). Nilai δ' secara pendekatan dapat diambil sama dengan ϕ' , yaitu nilai *sudut gesek dalam terdrainase* (*drained*) lempung.

2.5.5 Kapasitas Tiang dalam Tanah $c - \phi$

Jika tiang berada dalam tanah lempung berpasir dengan kohesi yang besar dan ϕ sangat kecil, maka dalam menghitung kapasitas tiang komponen gesekan sebaiknya diabaikan. Sebaliknya, jika dijumpai tanah dengan ϕ yang besar dengan kohesi yang sangat kecil, maka dalam hitungan kapasitas tiang sebaiknya kohesi c diabaikan ($c = 0$). Akan tetapi, jika tanah mempunyai kedua komponen kohesi (c) dan gesekan (ϕ) yang cukup berarti (tanah $c - \phi$), maka tahanan dukung ujung tiang dapat dihitung dengan menggunakan **Persamaan (2.10)**.

Jika muka air tanah terletak di atas dasar tiang, maka dalam menghitung p_o' untuk tanah yang terendam digunakan berat volume tanah terapung (γ'). Seperti yang telah dipelajari, tahanan ujung ultimit per satuan luas sebaiknya tidak melebihi 10700 kN/m^2 . Kecuali, bila datanya diambil dari data hasil pengujian tiang.

Contoh soal 2.8 :

Tiang beton bujur sangkar dengan lebar $0,4 \text{ m}$ dan panjang 8 m dipancang dalam tanah pasir berlempung, dengan $c = 40 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 28^\circ$ dan berat volume basah $\gamma_b = 21 \text{ kN/m}^3$. Jika dianggap muka air tanah sangat dalam, hitung kapasitas ultimit dan kapasitas ijin, bila $F = 2,5$. Berat volume beton 24 kN/m^3 .

Penyelesaian :

Tahanan gesek tiang akan berupa jumlah tahanan dari komponen kohesi dan komponen gesekan.

(1) Tahanan gesek ultimit dari komponen gesekan

Untuk $\phi = 28^\circ$, $\delta = \frac{3}{4} \times 28^\circ = 21^\circ$ (tiang beton)

Untuk $\phi = 28^\circ$, kira-kira $K_d = 1$ (lihat **Tabel 2.2** dan **Tabel 2.4**)

$$\bar{p}_0' = 0,5 (0 + 8 \times 21) = 84 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s1} = K_d \bar{p}_0' \text{tg } \delta A_s = 1 \times 84 \times \text{tg } 21^\circ \times 8 \times 4 \times 0,4 = 412,7 \text{ kN}$$

(2) Tahanan gesek ultimit dari komponen kohesi

Dengan $c_u = 40 \text{ kN/m}^2$, dari **Gambar 2.20** : $a_d = c_d/c_u = 0,7$

$$Q_{s2} = a_d c_u A_s = 0,7 \times 40 \times 8 \times 4 \times 0,4 = 358,4 \text{ kN}$$

Tahanan gesek total : $Q_s = 412,7 + 358,4 = 771,1 \text{ kN}$

Cek tahanan gesek satuan maksimum :

$$f_s = Q_s/A_s = 771,1/(8 \times 4 \times 0,4) = 60,24 \text{ kN/m}^2 < 107 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK!)}$$

(3) Tahanan ujung ultimit

Tahanan ujung ultimit Q_b dihitung dengan menggunakan persamaan kapasitas dukung Terzaghi. Dari **Gambar 2.6** (lihat T. Fondasi I), untuk $\phi = 28^\circ$, maka $N_c = 30$, $N_q = 19$, $N_\gamma = 17$.

$$\begin{aligned} Q_b &= A_b (1,3 c N_c + p_b' N_q + 0,4 \gamma d N_\gamma) \\ &= (0,4)^2 (1,3 \times 40 \times 30 + 21 \times 8 \times 19 + 0,4 \times 21 \times 0,4 \times 17) \\ &= 769,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek terhadap tahanan ujung maksimum :

$$f_b = Q_b/A_b = 769,46/(0,4)^2 = 4809,13 \text{ kN/m}^2 < 10700 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK!)}$$

$$W_p = 8 \times 0,4 \times 0,4 \times 24 = 30,72 \text{ kN}$$

Jadi, kapasitas ijin tiang ($F = 2,5$) :

$$Q_a = (1/2,5) (771,1 + 769,46 - 30,72) = 603,94 \text{ kN}$$

2.5.6 Kapasitas Tiang dari Uji Kerucut Statis (Sondir)

(a) Kapasitas tiang dalam tanah granuler

Vesic (1967) menyarankan tahanan ujung tiang persatuan luas (f_b) kurang lebih sama dengan tahanan kerucut (q_c), atau

$$f_b = q_c \quad (2.38)$$

Tahanan ujung ultimit tiang (Q_b) dinyatakan oleh persamaan :

$$Q_b = A_b q_c \quad (2.39a)$$

Meyerhof (1976) juga menyarankan penggunaan **Persamaan (2.39a)** tersebut, yaitu dengan q_c adalah q_c rata-rata dihitung dari $8d$ di atas dasar tiang sampai $4d$ di bawah dasar tiang (**Gambar 2.23**)

Bila belum ada data hubungan antara tahanan kerucut (q_c) dan tahanan tanah yang meyakinkan, Tomlinson (1977) menyarankan penggunaan faktor ω untuk hitungan tahanan ujung :

$$Q_h = \omega A_h q_c \quad (2.39b)$$

dengan $\omega = 0,5$.

Untuk hitungan tahanan ujung tiang dari uji sondir ini *Heijnen* (1974); *DeRuiter dan Beringen* (1979) menyarankan nilai faktor ω seperti diperlihatkan dalam **Tabel 2.7**.

Tabel 2.7 Faktor ω yang digunakan dalam Persamaan 2.39b (Heijnen, 1974; DeRuiter dan Beringen, 1979)

Kondisi tanah	Faktor ω
Pasir terkonsolidasi normal (OCR = 1)	1
Pasir mengandung banyak kerikil kasar; pasir dengan OCR = 2 sampai 4	0,67
Kerikil halus; pasir dengan OCR = 6 sampai 10	0,5

Vesic (1967) menyarankan bahwa tahanan gesek per satuan luas (f_s) pada dinding tiang beton adalah 2 kali tahanan gesek dinding mata sondir (q_f), atau

$$f_s = 2 q_f \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.40a)$$

Untuk tiang baja profil H,

$$f_s = q_f \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.40b)$$

Tahanan gesek satuan antara dinding tiang dan tanah, secara empiris dapat pula diperoleh dari nilai tahanan ujung kerucut yang diberikan oleh Meyerhof (1956), sebagai berikut :

- (1) Untuk tiang pancang beton dan kayu pada tanah pasir

$$f_s \cong \frac{q_c}{200} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.41a)$$

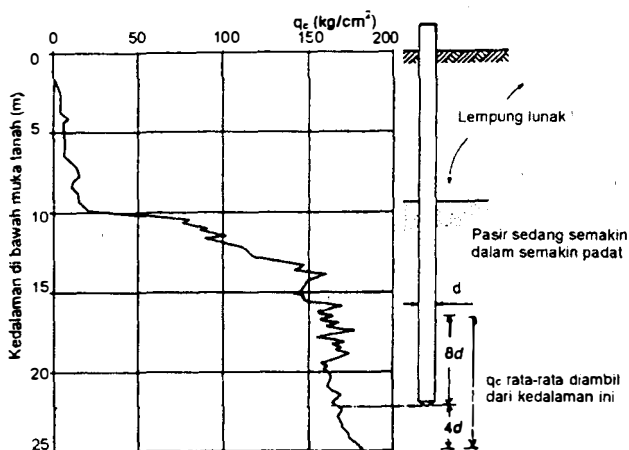
- (2) Untuk tiang pancang baja profil H pada tanah pasir

$$f_s \cong \frac{q_c}{400} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (2.41b)$$

(3) Di Belanda, untuk tiang-tiang beton dan kayu pada tanah pasir, digunakan persamaan :

$$f_s \cong \frac{q_c}{250} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (2.41c)$$

Dengan f_s adalah tahanan gesek dinding tiang ultimit per satuan luas dan q_c adalah tahanan ujung kerucut statis (kg/cm^2) rata-rata di sepanjang tiang. Untuk tiang pancang yang tidak berbentuk meruncing, Meyerhof membatasi nilai gesek dinding ultimit persatuan luas harus tidak lebih dari $f_s = 1,08 \text{ kg/cm}^2$ (107 kN/m^2) dan untuk baja profil H , $f_s = 0,54 \text{ kg/cm}^2$ (54 kN/m^2) Tahanan gesek pada tiang baja profil H , dihitung pada seluruh permukaan sayap dan badan.



Gambar 2.23 Hitungan tahanan ujung tiang dari data tahanan kerucut statis (sondir) cara Meyerhof (1976).

Tahanan gesek dinding tiang dinyatakan oleh persamaan :

$$Q_s = A_s f_s \quad (2.42)$$

Perlu diperhatikan bahwa **Persamaan-persamaan (2.41a), (2.41b) dan (2.41c)** tidak dapat digunakan sebagai acuan umum karena tahanan gesek dinding tiang bergantung pada bahan tiang, volume tanah yang dipindahkan oleh akibat pemancangan dan bentuk tiang (seragam atau meruncing).

Kapasitas ultimit tiang (Q_u), dihitung dengan persamaan :

$$Q_u = A_b q_c + A_s f_s \quad (2.43)$$

dengan,

A_b = luas ujung bawah tiang

A_s = luas selimut tiang

q_c = tahanan ujung kerucut statis

f_s = tahanan gesek dinding satuan

Prosedur penggunaan diagram tahanan kerucut statis untuk menghitung kapasitas tiang dalam tanah granuler, adalah sebagai berikut :

- (1) Perhatikan diagram tahanan kerucut per kedalamannya dan pilihlah kedalaman sementara yang dianggap mendekati kapasitas ultimit bahan tiang yang dipakai.
- (2) Hitung nilai rata-rata tahanan kerucut pada kedalaman tertentu, menurut cara Meyerhof atau yang lain. Untuk cara Meyerhof, hitungan tahanan kerucut rata-rata (q_c) diambil pada jarak $8d$ di atas titik kedalaman yang dipilih dan $4d$ di bawah titik tersebut.
- (3) Dari nilai rata-rata tahanan kerucut yang diperoleh dari butir (2), hitung tahanan ujung tiang dengan menggunakan **Persamaan (2.39a)** atau **(2.39b)**.
- (4) Dari tahanan kerucut rata-rata di sepanjang kedalaman yang dipilih, hitung tahanan gesek dinding tiang dengan menggunakan **Persamaan (2.42)** atau yang lain.
- (5) Hitung kapasitas tiang ultimit total (Q_u), yaitu dengan menjumlahkan tahanan ujung dan tahanan gesek yang diperoleh pada langkah (3) dan (4) atau menggunakan **Persamaan (2.43)**. Kemudian, bagilah dengan faktor aman 2,5 - 3 untuk memperoleh kapasitas ijin (Q_a).
- (6) Cek nilai Q_a yang terhitung dengan kekuatan bahan tiang ijin.
- (7) Jika setelah dikalikan dengan jumlah tiang, kapasitas ijin yang diperoleh dari butir (5) lebih kecil dari beban total struktur, maka kedalaman tiang harus ditambah untuk menaikkan tahanan gesek dinding dan tahanan ujungnya (dengan mempertimbangkan pula kekuatan bahan tiang). Cara lain, yaitu dengan pembesaran ujung tiang. Akan tetapi perlu diingat bahwa tiang pancang dengan pembesaran ujung akan memperkecil tahanan gesek dindingnya. Jika tiang berdiameter besar pada ujungnya, untuk mencapai tahanan ujung ultimit yang optimal, disarankan agar tiang dipancang cukup dalam ke dalam lapisan pendukung yang dipilih berdasarkan nilai tahanan kerucutnya.

(b) Kapasitas tiang dalam tanah kohesif

Jika tanah kohesif, umumnya, tahanan kerucut statis (q_c) dihubungkan dengan kohesi *tak terdrainase* (*undrained cohesion*) (c_u), yaitu :

$$c_u N_c = q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.44)$$

Nilai N_c berkisar diantara 10 sampai 30, tergantung dari sensitivitas, kompresibilitas dan adhesi antara tanah dan mata sondir. Dalam hitungan biasanya N_c diambil diantara 15 sampai 18 (Bagemann, 1965). Tahanan ujung tiang diambil pada nilai q_c rata-rata yang dihitung dari $8d$ di atas dasar tiang sampai $4d$ di bawah dasar tiang. Tahanan gesek per satuan luas (f_s) dari tiang pancang, secara aman, dapat diambil sama dengan tahanan gesek selimut sondirnya (q_f) (Bagemann, 1965), atau

$$f_s = q_f \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.45)$$

Kapasitas ultimit tiang pancang, dinyatakan dalam persamaan :

$$Q_u = A_b q_c + A_s q_f \text{ (kg)} \quad (2.46)$$

dengan,

A_b = luas ujung bawah tiang (cm^2)

A_s = luas dinding tiang (cm^2)

q_c = tahanan penetrasi kerucut statis (kg/cm^2)

q_f = tahanan gesek kerucut statis (kg/cm^2)

2.5.7 Kapasitas Tiang dari Uji Penetrasi Standar (SPT)

Kapasitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT. Untuk tiang pancang yang terletak di dalam tanah pasir jenuh, Meyerhof (1956) menyarankan persamaan sebagai berikut :

$$Q_u = 4 N_b A_b + \frac{1}{50} \bar{N} A_s \quad (2.47a)$$

Untuk tiang pancang baja profil :

$$Q_u = 4 N_b A_b + \frac{1}{100} \bar{N} A_s \quad (2.47b)$$

dengan,

Q_u = kapasitas ultimit tiang (ton)

N_b = nilai N dari uji SPT pada tanah di sekitar dasar tiang

\bar{N} = nilai N rata-rata uji SPT, di sepanjang tiang

A_s = luas selimut tiang (ft^2) (dengan 1 ft = 30,48 cm)

A_b = luas dasar tiang (ft^2)

Nilai maksimum $\bar{N}/50$ dari suku ke-2 dari **Persamaan-persamaan (2.47a) dan (2.47b)**, yaitu suku persamaan yang menyatakan tahanan gesek dinding tiang, disarankan sebesar 1 t/ft^2 ($1,08 \text{ kg/cm}^2 = 107 \text{ kN/m}^2$) untuk **Persamaan (2.47a)** dan $0,5 \text{ t/ft}^2$ ($0,54 \text{ kg/cm}^2 = 53 \text{ kN/m}^2$) untuk **Persamaan (2.47b)**. Kedua persamaan tersebut di atas telah pula digunakan dengan aman untuk perancangan tiang pancang pada lempung kaku (Bromham dan Styles, 1971).

Pada penelitian selanjutnya Meyerhof (1976) mengusulkan persamaan untuk menghitung tahanan ujung tiang :

$$Q_h = A_h (38 \bar{N}) (L_h/d) \leq 380 \bar{N} (A_h) \text{ (kN)} \quad (2.47c)$$

dengan \bar{N} adalah nilai N rata-rata yang dihitung dari $8d$ di atas dasar tiang sampai $4d$ di bawah dasar tiang, sedang L_h/d adalah rasio kedalaman yang nilainya dapat kurang dari L/d bila tanahnya berlapis-lapis.

2.6 Faktor Aman

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka diperlukan untuk membagi kapasitas ultimit tiang dengan faktor aman tertentu. Faktor aman ini perlu diberikan dengan maksud:

- Untuk memberikan keamanan terhadap ketidakpastian metode hitungan yang digunakan.
- Untuk memberikan keamanan terhadap variasi kuat geser dan kompresibilitas tanah.
- Untuk meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja.
- Untuk meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tiang masih dalam batas-batas toleransi.
- Untuk meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam di antara tiang-tiang masih dalam batas-batas toleransi.

Sehubungan dengan alasan butir (d), dari hasil banyak pengujian-pengujian beban tiang, baik tiang pancang maupun tiang bor yang berdiameter kecil sampai sedang (600 mm), penurunan akibat beban kerja (*working load*) yang terjadi lebih kecil dari 10 mm untuk faktor aman yang tidak kurang dari 2,5 (Tomlinson, 1977).

Reese dan O'Neill (1989) menyarankan pemilihan faktor aman (F) untuk perancangan fondasi tiang (**Tabel 2.8**), yang dipertimbangkan faktor-faktor sebagai berikut:

- Tipe dan kepentingan dari struktur.
- Variabilitas tanah (tanah tidak uniform).
- Ketelitian penyelidikan tanah.
- Tipe dan jumlah uji tanah yang dilakukan.
- Ketersediaan data di tempat (uji beban tiang).
- Pengawasan/kontrol kualitas di lapangan.
- Kemungkinan beban desain aktual yang terjadi selama beban layanan struktur.

Tabel 2.8 Faktor aman yang disarankan (Reese & O'Neill, 1989)

Klasifikasi struktur	Faktor aman (F)			
	Kontrol baik	Kontrol normal	Kontrol jelek	Kontrol sangat jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2,0	2,3	2,8

Besarnya beban kerja (*working load*) atau kapasitas tiang ijin (Q_u) dengan memperhatikan keamanan terhadap keruntuhan adalah nilai kapasitas ultimit (Q_u) dibagi dengan faktor aman (F) yang sesuai.

Variasi besarnya faktor aman yang telah banyak digunakan untuk perancangan fondasi tiang bergantung pada jenis tiang, sebagai berikut :

(a) *Tiang pancang*

$$Q_u = \frac{Q_u}{2,5} \quad (2.48a)$$

Beberapa peneliti menyarankan faktor aman yang tidak sama untuk tahanan gesek dinding dan tahanan ujung. Kapasitas ijin dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut :

$$Q_u = \frac{Q_b}{3} + \frac{Q_s}{1,5} \quad (2.48b)$$

Penggunaan faktor aman sebesar 1,5 untuk tahanan gesek dinding (Q_s) yang lebih kecil dari faktor aman untuk tahanan ujung tiang (yaitu 3), karena nilai puncak dari tahanan gesek dinding tiang dicapai bila tiang mengalami penurunan 2 sampai 7 mm, sedang tahanan ujung (Q_b) membutuhkan penurunan yang lebih besar agar tahanan ujungnya bekerja secara penuh. Jadi,

maksud penggunaan faktor-faktor aman tersebut adalah untuk meyakinkan keamanan tiang terhadap keruntuhan tiang dengan mempertimbangkan penurunan tiang pada beban kerja yang diterapkan.

(b) *Tiang bor*

Kapasitas ijin tiang bor, diperoleh dari jumlah tahanan ujung dan tahanan gesek dinding yang dibagi dengan faktor aman tertentu.

(b.1) Untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter $d < 2$ m :

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \quad (2.49a)$$

(b.2) Untuk tiang tanpa pembesaran di bagian bawahnya :

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} \quad (2.49b)$$

Untuk diameter tiang (d) lebih dari 2 m, kapasitas tiang ijin perlu dievaluasi dari pertimbangan penurunan tiang. Selanjutnya, penurunan struktur harus pula dicek terhadap persyaratan besar penurunan toleransi yang masih diijinkan.

Contoh soal 2.9:

Tiang pancang beton bulat berdiameter 0,45 m, harus mendukung beban kerja sebesar 750 kN. Data teknis tanah adalah sebagai berikut :

0 - 10 m ; lempung lunak : $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$, $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$

10 - 21 m ; pasir kepadatan sedang : $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

21 - 30 m ; pasir padat : $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

Air tanah di permukaan. Dari uji penetrasi kerucut statis (sondir), diperoleh variasi q_c dengan kedalaman seperti yang terlihat pada **Gambar C2.5**. Hitung faktor aman (F) menurut (a) cara *Brom* dan (b) cara *Meyerhof*.

Penyelesaian :

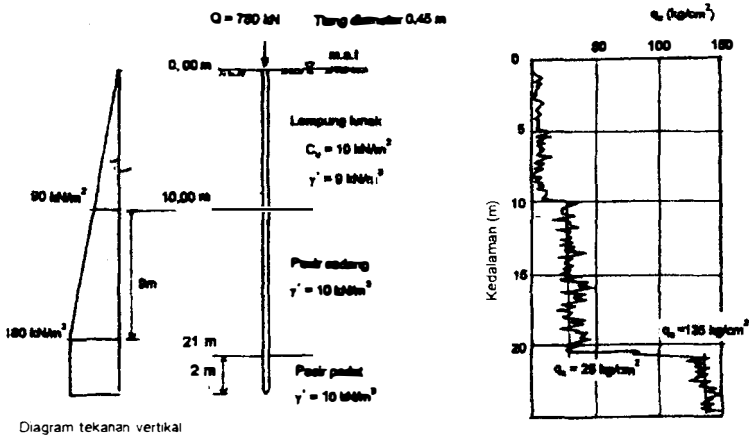
Dicoba dengan dasar tiang pada lapisan pasir padat. Ujung tiang sebaiknya harus masuk lapisan pasir padat minimum sedalam $4d = 4 \times 0,45 = 1,8$ m.

Panjang tiang $L = 21 + 1,8 = 22,8$ m, dipakai $L = 23$ m. Dengan demikian, panjang tiang yang menembus lapisan pasir padat adalah 2 m.

(a) *Hitungan tahanan gesek ultimit*

Tahanan gesek dari bagian tiang yang berada dalam lapisan lempung lunak diabaikan, karena kecil.

Pada pasir kepadatan sedang : q_c rata-rata = 25 kg/cm^2 , dari **Gambar 2.13**, maka $\phi = 30^\circ$. Untuk tiang beton $\delta = 0,75 \times 30^\circ = 22,5^\circ$, $K_d = 1$ (**Tabel 2.2 dan 2.3**).



Gambar C 2.5.

Pada pasir padat : q_c rata-rata = 135 kg/cm^2 , dengan mengambil nilai ϕ yang minimum $\phi = 36^\circ$ dan $\delta = 0,75 \times 36^\circ = 27^\circ$, $K_d = 2$ (**Tabel 2.2 dan 2.3**)

Pada kedalaman $20d$ dari lapisan pasir, p_o' dianggap konstan: $z_c = 20 \times 0,45 = 9 \text{ m}$, dari permukaan pasir, atau $10 + 9 = 19 \text{ m}$ dari permukaan tanah.

Pada kedalaman 19 m : $p_o' = 10 \times 9 + 9 \times 10 = 180 \text{ kN/m}^2$

Pada kedalaman 10 m : $p_o' = 10 \times 9 = 90 \text{ kN/m}^2$

Tahanan gesek tiang pada lapisan pasir sedang :

$$\begin{aligned} Q_{s1} &= \sum A_s K_d p_o' \tan \delta \\ &= \pi \times 0,45 \times 9 \times 1 \times 0,5 (90 + 180) \times \tan 22,5^\circ \\ &\quad + \pi \times 0,45 \times 2 \times 1 \times 180 \times \tan 22,5^\circ \\ &= 922,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada lapisan pasir padat $\bar{p}_o' = 180 \text{ kN/m}^2$ (karena $z > 20d$).

$$Q_{s2} = \pi \times 0,45 \times 2 \times 2 \times 180 \times \tan 27^\circ = 518,63 \text{ kN}$$

Cek terhadap batasan tahanan gesek satuan maksimum :

$2 \times 180 \times \tan 27^\circ = 183,45 \text{ kN / m}^2 > 107 \text{ kN/m}^2$, maka dipakai nilai maksimumnya, $f_{s2} = 107 \text{ kN/m}^2$. Dihitung lagi,

$$Q_{s2} = \pi \times 0,45 \times 2 \times 107 = 302,54 \text{ kN}$$

Jadi, tahanan gesek total $Q_s = 922,3 + 302,54 = 1224,8 \text{ kN}$

Bila dipakai cara Meyerhof (**Persamaan 2.41a**) :

$$\begin{aligned} q_{s1} &= q_c/200 = 25/200 = 0,125 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0,125 \times 98,1 = 12,26 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{s2} &= 135/200 = 0,675 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0,675 \times 98,1 = 66,22 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tahanan gesek total:

$$\begin{aligned} Q_s &= (\pi \times 0,45) (12,26 \times 11 + 66,22 \times 2) \\ &= 377,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

Terlihat bahwa dengan cara *Meyerhof*, tahanan gesek ultimit (Q_s) lebih rendah.

(b) Tahanan ujung ultimit

Nilai q_c diambil rata-rata dari $8d$ di atas ujung tiang dan $4d$ di bawahnya. Dari **Gambar C2.5**, sepanjang $8d$ di atas ujung tiang q_c rata-rata = 80 kg/cm^2 dan $4d$ di bawahnya $q_c = 135 \text{ kg/cm}^2$.

Nilai rata-rata q_c sepanjang $(8d + 4d)$ adalah = $107,5 \text{ kg/cm}^2$.

Pada cara Broms, nilai $K_d = 2$ dan $\phi = 37^\circ$, $\delta = (2/3) 37 = 24,67^\circ$. Dengan $L/d = 22/0,45 = 49$, maka $N_q = 77$ (**Gambar 2.14**).

Tahanan ujung ultimit cara Broms:

$$Q_b = A_b p_h' N_q = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2 \times 180 \times 77 = 2204,2 \text{ kN.}$$

Bila dihitung dengan cara Meyerhof:

Tahanan ujung dengan memperhatikan tahanan kerucut statis q_c rata-rata = $107,5 \text{ kg/cm}^2$ (dengan memberikan faktor $\omega = 0,5$ pada tahanan ujung) :

$$Q_b = \omega A_b q_c = 0,5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2 \times 107,5 \times 98,1 = 836,60 \text{ kN}$$

Hitungan faktor aman (F)

Berat tiang (γ beton = 25 kN/m³), $W_p = 1/4 \times \pi \times 0,45^2 \times 25 \times 23 = 87,8$ kN

Jawaban soal (a):

Faktor aman untuk cara Broms :

$$F = \frac{1224,8 + 2204,4 - 91,4}{750} = 4,45$$

Jawaban soal (b):

Faktor aman untuk cara Meyerhof :

$$F = \frac{377,88 + 836,60 - 91,4}{750} = 1,49$$

2.7 Kapasitas Tiang dari Rumus Dinamis

Hitungan kapasitas ultimit tiang secara *dinamis* didasarkan pada rumus tiang pancang dinamis. Rumus ini hanya berlaku untuk tiang tunggal dan tidak memperhatikan hal-hal sebagai berikut:

- Kelakuan tanah yang terletak di bawah dasar kelompok tiang dalam mendukung beban struktur.
- Reduksi tahanan gesek dinding tiang sebagai akibat pengaruh kelompok tiang.
- Perubahan struktur tanah akibat pemancangan.

Karena itu, data hasil pengujian hanya digunakan sebagai salah satu informasi perancangan tiang, yang selanjutnya masih harus dipertimbangkan terhadap kondisi-kondisi yang lain supaya hasilnya lebih meyakinkan.

Pada tanah pasir yang tidak padat dan jenuh air, pemancangan tiang mengakibatkan kenaikan tekanan air pori yang tinggi, sehingga tahanan gesek tanah tereduksi. Hal ini mengakibatkan penurunan kapasitas tiang dibandingkan dengan kondisi pembebanan statis.

Pada tanah-tanah yang plastis, seperti lempung lunak atau lanau halus, hubungan antara tahanan tiang sementara (sewaktu proses pemancangan) dan tahanan tiang permanen akibat beban yang diterapkan tidak menentu. Pada tanah-tanah ini, tahanan gesek tiang selama proses pemancangan sangat lebih kecil dibandingkan dengan tahanan gesek sesudah waktu yang lama. Namun, tahanan tiang terhadap pukulan dinamis jauh lebih besar daripada tahanan beban statis yang diterapkan pada periode waktu yang lama. Hal ini dapat

mengakibatkan kesalahan dalam menggunakan rumus pancang tiang pada tanah-tanah yang bersifat plastis.

Berbagai cara telah dikerjakan untuk menentukan hubungan antara tahanan dinamis tiang selama pemancangan dengan kapasitas tiang terhadap beban statis (contohnya beban akibat beban struktur). Hubungan keduanya disebut *rumus pancang tiang* (*pile-driving formula*). Hubungan antara tahanan-tahanan statis dan dinamis tiang seperti yang dinyatakan dalam rumus pancang tiang harus tidak bergantung waktu, jika rumusnya tepat. Hal ini, menyebabkan rumus tersebut tidak berlaku untuk tiang dalam tanah lempung. Oleh karena itu, umumnya, rumus pancang tiang tidak baik bila diterapkan pada tiang dalam tanah kohesif dan lebih tepat untuk tiang pada tanah granuler, seperti pasir dan kerikil.

2.7.1 Alat Pancang tiang

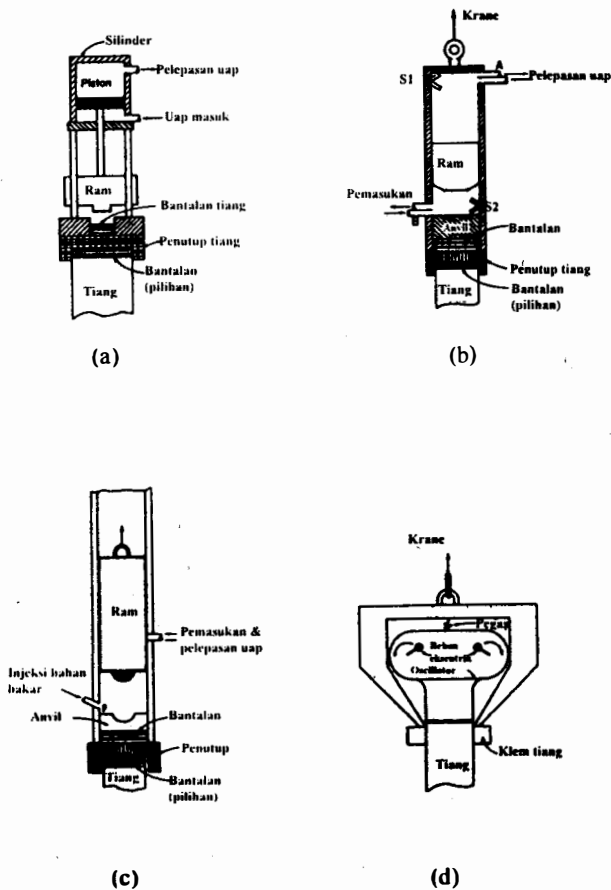
Dalam pemasangan tiang ke dalam tanah, tiang dipancang dengan alat pemukul yang dapat berupa pemukul (*hammer*) mesin uap, pemukul getar atau pemukul yang hanya dijatuhkan. Skema dari berbagai macam alat pemukul diperlihatkan dalam **Gambar 2.24a** sampai **Gambar 2.24d**. Pada gambar tersebut diperlihatkan pula alat-alat perlengkapan pada kepala tiang dalam pemancangan. Penutup tiang (*pile cap*) biasanya diletakkan menutup kepala tiang yang kadang-kadang dibentuk dalam geometri tertutup. Tiang dan pemukul dipasang pada peralatan *crane* yang dilengkapi dengan rangka batang baja sebagai pengatur jatuhnya pemukul ke kepala tiang yang disebut *lead* (**Gambar 2.25**).

a) Pemukul jatuh (*drop hammer*)

Pemukul jatuh terdiri dari blok pemberat yang dijatuhkan dari atas. Pemberat ditarik dengan tinggi jatuh tertentu kemudian dilepas dan menumbuk tiang. Pemakaian alat tipe ini membuat pelaksanaan pemancangan berjalan lambat, sehingga alat ini hanya dipakai pada volume pekerjaan pemancangan yang kecil.

(b) Pemukul aksi tunggal (*single-acting hammer*)

Pemukul aksi tunggal berbentuk memanjang dengan *ram* yang bergerak naik oleh udara atau uap yang terkompresi, sedangkan gerakan turun *ram* disebabkan oleh beratnya sendiri. Energi pemukul aksi tunggal adalah sama dengan berat *ram* dikalikan tinggi jatuhnya (**Gambar 2.24a**).



Gambar 2.24 Skema pemukul tiang.

- Pemukul aksi tunggal (*single acting hammer*).
- Pemukul aksi doble (*double acting hammer*).
- Pemukul diesel (*diesel hammer*).
- Pemukul getar (*vibratory hammer*)

(c) Pemukul aksi dobel (*double-acting hammer*)

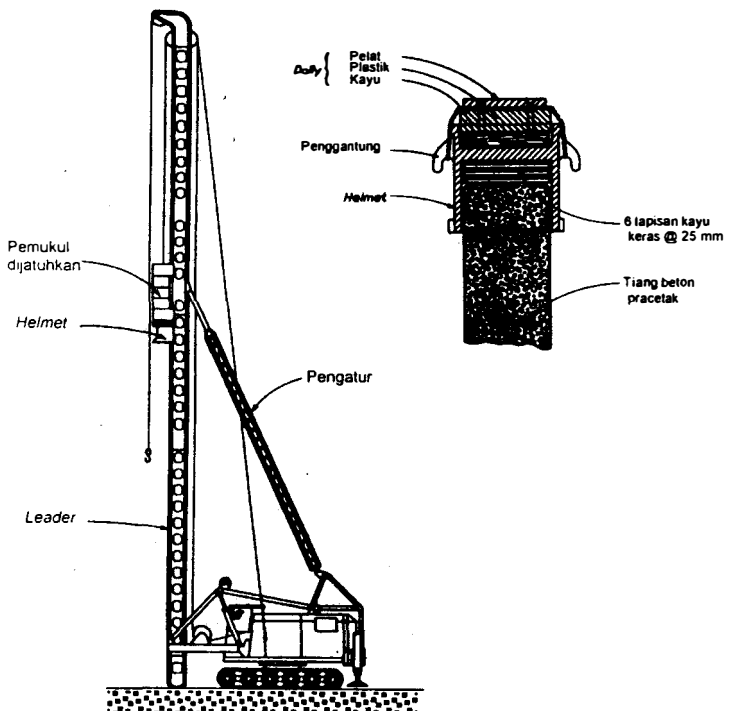
Pemukul aksi dobel menggunakan uap atau udara untuk mengangkat *ram* dan untuk mempercepat gerakan ke bawahnya (**Gambar 2.24b**). Kecepatan pukulan dan energi *output* biasanya lebih tinggi daripada pemukul aksi tunggal.

(d) Pemukul diesel (*diesel hammer*)

Pemukul diesel terdiri dari silinder, *ram*, blok *anvil* dan sistem injeksi bahan bakar. Pemukul tipe ini umumnya kecil, ringan dan digerakkan dengan menggunakan bahan bakar minyak. Energi pemancangan total yang dihasilkan adalah jumlah benturan dari *ram* ditambah energi hasil dari ledakan (**Gambar 2.24c**).

(e) Pemukul getar (*vibratory hammer*)

Pemukul getar merupakan unit alat pancang yang bergetar pada frekuensi tinggi (**Gambar 2.24d**).



Dalam pekerjaan pemancangan tiang terdapat nama alat-alat berikut ini (Gambar 2.25) :

1. *Anvil* adalah bagian yang terletak pada dasar pemukul yang menerima benturan dari *ram* dan mentransfernya ke kepala tiang.
2. *Helmet* atau *drive cap* (penutup pancang) adalah bahan yang dibuat dari baja cor yang diletakkan di atas tiang untuk mencegah tiang dari kerusakan saat pemancangan dan untuk menjaga agar as tiang sama dengan as pemukul.
3. *Cushion* (bantalan) dibuat dari kayu keras atau bahan lain yang ditempatkan diantara penutup tiang (*pile cap*) dan puncak tiang untuk melindungi kepala tiang dari kerusakan.
4. *Ram* adalah bagian pemukul yang bergerak ke atas dan ke bawah yang terdiri dari piston dan kepala penggerak (*driving head*).
5. *Leader* adalah rangka baja dengan dua bagian paralel sebagai pengatur tiang agar pada saat tiang dipancang arahnya benar.

2.7.2 Rumus Pancang

Dalam penjabaran rumus pancang, lebih dahulu perlu ditunjukkan notasi-notasi dan satuan yang akan dipakai, yaitu:

- A = tampang melintang tiang (L^2)
 E = modulus elastis bahan tiang (FL^{-2})
 e_h = efisiensi pemukul (*hammer efficiency*)
 E_h = besaran energi pemukul dari pabrik (LF)
 g = grafitasi (LT^{-2})
 h = tinggi jatuh pemukul (L)
 I = jumlah impuls yang menyebabkan kompresi atau perubahan momentum (FT)
 k_1 = kompresi elastis blok penutup (*capblock*) dan *pile cap*, yaitu $Q_u L / AE$ (L)
 k_2 = kompresi elastis tiang, yaitu $Q_u L / AE$ (L)
 k_3 = kompresi elastis tanah (L)
 L = panjang tiang (L)
 m = massa (berat/gravitasi) (FT^2L^{-1})
 M_r = momentum *ram* (*ram momentum*) = $m_r v$ (FT)
 n = koefisien restitusi
 nl = jumlah impuls yang menyebabkan restitusi (FT)
 Q_u = kapasitas tiang ultimit
 s = penetrasi per pukulan (L)
 v_{ce} = kecepatan tiang dan *ram* pada akhir periode kompresi (LT^{-1})

- v_i = kecepatan *ram* pada saat benturan (LT^{-1})
 v_r = kecepatan *ram* pada saat akhir periode restitusi (LT^{-1})
 v_p = kecepatan tiang pada saat akhir periode restitusi (LT^{-1})
 W_p = berat tiang termasuk berat penutup tiang (*pile cap*), *driving shoe* dan blok penutup (*cap block*) (juga termasuk *anvil* untuk pemukul uap aksi dobel) (F)
 W_r = berat *ram* (untuk pemukul aksi dobel termasuk berat *casing*) (F)

Rumus pancang dapat diperoleh dengan cara sebagai berikut ini (lihat **Gambar 2.26**).

Saat pemukul membentur kepala tiang, momentum dari *ram* awal:

$$M_r = W_r v_i / g$$

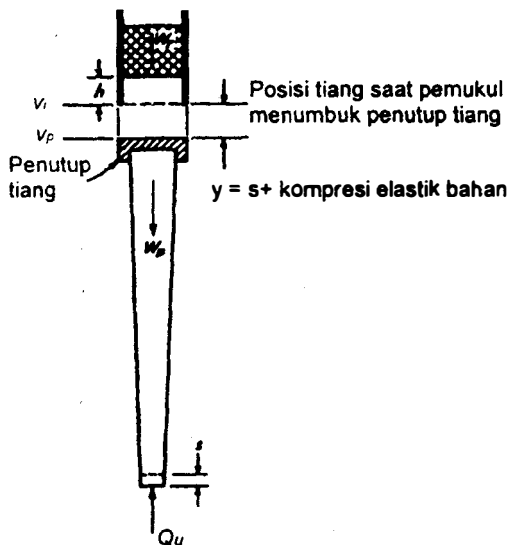
Pada akhir periode kompresi:

$$M_r = W_r v_i / g - I$$

Dengan kecepatan $v_{ce} = (W_r v_i / g - I) / (g / W_r)$ (2.50a)

Jika dianggap momentum tiang (M_p) pada saat tersebut sama dengan I , maka:

$$v_{ce} = (g / W_p) I \quad (2.50b)$$



Gambar 2.26 Notasi yang digunakan dalam rumus dinamis tiang pancang.

Selain itu, bila dianggap tiang dan *ram* belum terpisah saat periode akhir kompresi, kecepatan sesaat tiang dan *ram* sama, karena itu kombinasi **Persamaan (2.50a)** dan **(2.50b)**,

$$I = v_i \frac{W_r W_p}{g(W_r + W_p)} \quad (2.50c)$$

Pada akhir periode restitusi, momentum tiang:

$$I + nl = (W_p / g) v_p \quad (2.50d)$$

Substitusi **Persamaan (2.50.c)** ke **(2.50.d)**, diperoleh

$$v_p = \frac{W_r + nW_r}{W_r + W_p} v_i \quad (2.50e)$$

Pada akhir periode restitusi, momentum *ram*:

$$\frac{W_r v_i}{g} - I - nl = \frac{W_r v_r}{g} \quad (2.50f)$$

Substitusi I,

$$v_r = \frac{W_r - n W_p}{W_r + W_p} v_i \quad (2.50g)$$

Energi total yang tersedia dalam tiang dan *ram* pada akhir periode restitusi adalah:

$$\frac{1}{2} m v_{(\text{tiang})}^2 + \frac{1}{2} m v_{(\text{ram})}^2$$

Substitusi **Persamaan (2.50e)** dan **(2.50g)**, dengan beberapa penyederhanaan dapat diperoleh:

$$\frac{W_r}{2g} v_r^2 + \frac{W_p}{2g} v_p^2 = e_h W_r h \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (2.50h)$$

Jika sistem 100% efisien, beban ultimit Q_u dikalikan dengan perpindahan tiang (s):

$$Q_u s = e_h W_r h$$

Perpindahan puncak tiang sesaat adalah $s + k_1 + k_2 + k_3$, di mana hanya s yang permanen. Energi input aktual pada tiang:

$$e_h W_r h = Q_u (s + k_1 + k_2 + k_3) = Q_u C$$

Penggantian suku persamaan energi ekivalen dengan ekivalen dari **Persamaan (2.50h)**, diperoleh

$$Q_u = \frac{e_h W_r h}{C} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (2.50i)$$

Suku k_2 dapat diambil sebagai kompresi elastis dari tiang $Q_u L/AE$ sehubungan dengan energi regangan $Q_u^2 L/(2AE)$. Bila **Persamaan (2.50i)** diberikan faktor $\frac{1}{2}$ untuk k (untuk energi regangan), diperoleh persamaan Hiley (1930),

$$Q_u = \frac{e_h W_r h}{s + \frac{1}{2}(k_1 + k_2 + k_3)} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (2.51j)$$

Untuk pemukul aksi dobel atau diferensial, Chellis (1941, 1961) menyarankan penyesuaian persamaan Hiley:

$$Q_u = \frac{e_h E_h}{s + \frac{1}{2}(k_1 + k_2 + k_3)} \frac{W + n^2 W_p}{W + W_p} \quad (2.51k)$$

Menurut Chellis, E_h didasarkan pada berat ekivalen W dan tinggi jatuh *ram*, yaitu:

$$E_h = W h = (W_r + \text{berat casing}) h$$

Nilai-nilai k_1 yang digunakan dalam **Persamaan (2.51i) dan (2.51k)** dapat dilihat dalam **Tabel 2.9a**. Nilai efisiensi pemukul (e_h) bergantung pada kondisi pemukul dan blok penutup (*capblock*) dan kondisi tanah (khususnya untuk pemukul tenaga uap). Jika belum ada data yang tepat, nilai-nilai e_h dalam **Tabel 2.9b** dapat dipakai sebagai acuan.

Nilai-nilai koefisien restitusi n ditunjukkan dalam **Tabel 2.9c**, di mana nilai-nilai aktualnya bergantung pada tipe dan kondisi bahan *capblock* dan bantalan kepala tiang.

Koefisien k_2 dihitung sama dengan $Q_u L/AE$.

Nilai k_3 dapat diambil (Bowles, 1982):

$k_3 = 0$ untuk tanah keras (batu, pasir sangat padat dan kerikil,

$k_3 = 0,1$ sampai $0,2''$ atau $2,5$ sampai 5 mm untuk tanah-tanah yang lain.

Tabel 2.9a Nilai-nilai k_1 (Chellis, 1961)

Bahan tiang	Nilai-nilai k_1 (mm), untuk tegangan akibat pukulan pemancangan di kepala tiang			
	3,5 MPa	7,0 MPa	10,5 MPa	14 MPa
Tiang baja atau pipa langsung pada kepala tiang	0	0	0	0
Tiang kayu langsung pada kepala tiang	1,3	2,5	3,8	5
Tiang beton pracetak dengan 75 – 100 mm bantalan di dalam <i>cap</i>	3	6	9	12,5
Baja tertutup <i>cap</i> yang berisi bantalan kayu untuk tiang baja <i>H</i> atau tiang pipa.	1	2	3	4
Piringan fiber 5 mm diantara dua pelat baja 10 mm	0,5	1	1,5	2

Tabel 2.9b Nilai efisiensi e_h (Bowles, 1977)

Tipe	Efisiensi e_h
Pemukul jatuh (<i>drop hammer</i>)	0,75 - 1
Pemukul aksi tunggal (<i>single acting hammer</i>)	0,75 - 0,85
Pemukul aksi dobel (<i>double acting hammer</i>)	0,85
Pemukul diesel (<i>diesel hammer</i>)	0,85 - 1

Tabel 2.9c Koefisien restitusi n (Bowles, 1977)

Material	n
<i>Broomed wood</i>	0
Tiang kayu (ujung tidak rusak)	0,25
Bantalan kayu padat pada tiang baja	0,32
Bantalan kayu padat di atas tiang baja	0,40
Landasan baja pada baja (<i>steel on steel anvil</i>), pada tiang baja atau beton	0,50
Pemukul besi cor pada tiang beton tanpa penutup (<i>cap</i>)	0,40

Selain rumus-rumus dinamis di atas, terdapat rumus-rumus lain seperti berikut ini.

(a) Rumus dinamis dari Sanders (1851) dan *Engineering News-Record (ENR)*

Rumus dinamis didasarkan juga pada hubungan:

Energi yang masuk = energi digunakan + energi hilang

Energi yang digunakan sama dengan tahanan tiang waktu *pemancangan* (*driving resistance*) dikalikan dengan perpindahan tiang. Jika energi yang masuk (*energy input*) telah diketahui, dapat diestimasi besarnya energi yang hilang yang didasarkan pada pengalaman. Dengan mengamati gerakan tiang waktu dipancang dapat ditentukan tahanan tiang waktu pemancangan. Energi yang dihasilkan oleh pemukul ditransformasikan sebagai gaya (Q_u) yang menghasilkan penetrasi tiang sebesar s dan energi yang hilang sewaktu pemancangan (ΔE):

$$E = Q_u s + \Delta E \quad (2.53a)$$

Jika $\Delta E = Q_u C$ dan $E = W_r h$, dengan C = konstanta empiris untuk energi hilang sewaktu pemancangan, W_r = berat pemukul, h = tinggi jatuh pemukul, maka **Persamaan (2.53a)** menjadi:

$$\begin{aligned} W_r h &= Q_u s + Q_u C \\ &= Q_u (s + C) \end{aligned} \quad (2.53b)$$

Dari persamaan ini diperoleh,

$$Q_u = \frac{W_r h}{s + C} \quad (2.53c)$$

Nilai C umumnya diambil 0,1" (0,25 cm) untuk pemukul dengan mesin tenaga uap dan 1" (2,5 cm) untuk pemukul yang dijatuhkan. **Persamaan (2.53c)** merupakan formula pemancangan tiang yang disarankan oleh Sanders (1851). Pada formula tersebut faktor aman (F) diambil kira-kira 8.

(b) Rumus pancang dari Engineering News-Records (ENR)

Rumus ENR didasarkan pada penggunaan satu faktor kehilangan energi saja dan dengan mengambil faktor $e_u = 1$, sebagai berikut:

(1) Pemukul jatuh (*drop hammer*):

$$Q_u = \frac{W_r h}{s + 2,5} \quad (2.54a)$$

(2) Pemukul tenaga uap (*steam hammer*):

$$Q_u = \frac{W_r h}{s + 0,25} \quad (2.54b)$$

dengan $Q_u = Q_u / F$ = kapasitas ijin tiang **dengan** faktor aman untuk rumus ENR, $F = 6$. Dalam persamaan ini, satuan panjang (h dan s) yang dipakai

adalah cm dan satuan berat W_r dalam kg. Pada tahun-tahun terakhir, rumus ENR dimodifikasi menjadi (Bowles, 1988):

$$Q_u = \frac{e_h W_r h (W_r + n^2 W_p)}{(s + 0,25) (W_r + W_p)} \quad (2.55)$$

dengan faktor aman $F = 6$, s dan h dalam cm.

(c) Rumus Janbu (1953)

Rumus yang disarankan oleh Janbu (1953) adalah sebagai berikut:

$$Q_u = \frac{e_h W_r h}{K_u s} \quad (2.56)$$

dengan,

$$K_u = C_d \left[1 + \left(1 + \frac{\lambda}{C_d} \right)^{1/2} \right]$$

$$C_d = 0,75 + 0,15 (W_p/W_r)$$

$$\lambda = \frac{e_h E_h L}{AE s^2}$$

dengan s adalah penetrasi terakhir (m) yaitu digunakan nilai rata-rata 5 pukulan terakhir untuk pemukul yang cara pemukulannya dijatuhkan dan 20 pukulan untuk jenis yang lain (Chellis, 1961). Pada rumus Janbu, F diambil 3 sampai 6.

Penyelidikan-penyelidikan secara teliti untuk tiang yang dipancang dalam tanah granuler menunjukkan bahwa faktor aman 2,7 cukup baik digunakan dalam rumus Hilley dan faktor aman 3,0 untuk rumus Janbu (Flaate, 1967).

Terzaghi dan Peck (1967) menyarankan untuk menggunakan rumus Janbu pada proyek kecil. Nilai kapasitas ijin ditentukan dengan cara membagi kapasitas ultimit yang diperoleh dengan faktor aman 3, dengan resiko bahwa pada kenyataannya faktor aman mungkin hanya 1,75. Atau sebaliknya, faktor aman mungkin dapat mencapai 4,4, yang dengan demikian akan terjadi kelebihan jumlah tiang. Untuk proyek yang besar, Terzaghi dan Peck menyarankan mengadakan penyelidikan tiang dengan ukuran tiang sebenarnya yang dibebani secara langsung di lapangan.

Contoh soal 2.10:

Pada pengujian tiang dipakai pemukul aksi tunggal yang beratnya (W_r) 7000 kg dengan tinggi jatuh $h = 75$ cm. Jika penetrasi akhir rata-rata untuk penetrasi tiang 15 cm, adalah $s = 1,9$ cm/pukulan, berapa kapasitas ijin tiang tersebut bila digunakan *Engineering News Formula* ?

Penyelesaian:

Kapasitas ijin tiang menurut *ENR*:

$$Q_u = \frac{W_r h}{F(s + 0,25)} = \frac{7000 \times 75}{6(1,9 + 0,25)} = 40698 \text{ kg} = 40,7 \text{ ton}$$

Contoh soal 2.11:

Tiang dari beton berbentuk bujur sangkar mempunyai lebar sisi 0.40 m dan panjang 20 m. Tiang dipancang dalam tanah pasir dengan dasar tiang terletak pada lapisan kerikil padat. Penetrasi akhir $s = 3$ mm/pukulan, dengan menggunakan pemukul aksi-tunggal berat 30 kN dengan tinggi jatuh 1,5 m. Tiang diberi penutup serta dibungkus setinggi 75 mm pada kepala tiang. Berat tiang $W_p = 75$ kN, modulus elastis tiang $E = 14000 \text{ MN/m}^2$. Berapa kapasitas ultimit tiang, bila dihitung dengan cara Hilley dan Janbu ?

Penyelesaian:

Berat pemukul $W_r = 30$ kN, tinggi jatuh $h = 1,5$ m.

(a) Dengan rumus *Hilley*:

Mula-mula, dimisalkan lebih dulu kapasitas ultimit $Q_u = 1230$ kN.

$$\text{Tegangan pancang} = \frac{1230}{0,4 \times 0,4} = 7687 \text{ kN/m}^2 = 7,7 \text{ MN/m}^2$$

Dengan nilai tersebut, dari **Tabel 2.9a**, diperoleh $k_1 = 6.5 \text{ mm} = 0,0065 \text{ m}$

Dengan mengambil $n = 0,50$ (**Tabel 2.9c**) dan $k_3 = 2.5 \text{ mm} = 0,0025 \text{ m}$

$$k_2 = 1230 \times 20 / (0,4 \times 0,4 \times 14000000) = 0,01 \text{ m}$$

$$Q_u = \frac{e_h E_h}{s + \frac{1}{2}(k_1 + k_2 + k_3)} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}$$

$$E_h = W_r h$$

Dari **Tabel 2.9b**, untuk pemukul aksi tunggal $e_h = 0,75$

Kapasitas ultimit tiang:

$$Q_u = \frac{0,75 \times 30 \times 1,5}{0,003 + \frac{1}{2}(0,0065 + 0,01 + 0,0025)} \frac{30 + 0,5^2 \times 75}{30 + 75}$$

$$= 1253 \text{ kN} \approx 1230 \text{ kN (OK!)}$$

Karena hasil hitungan hampir mendekati dengan nilai Q_u yang dimisalkan semula (1230 kN), maka hasil hitungan bisa dipakai.

Jadi, kapasitas ultimit tiang = 1253 kN.

(b) Dengan rumus *Janbu*

Karena dipakai pemukul aksi tunggal, $e_h = 0,75$; $s = 3 \text{ mm} = 0,003 \text{ m}$, Berat pemukul, $W_r = 30 \text{ kN}$, $E = 14000 \text{ MN/m}^2$.

$$E_h = W_r h = 30 \times 1,5 = 45 \text{ kN.m}$$

$$\lambda = \frac{e_h E_h L}{AE s^2} = \frac{0,75 \times 45 \times 20}{0,16 \times 14 \times 10^6 \times 0,003^2} = 33,5$$

$$C_d = 0,75 + 0,15 (W_p / W_r) = 0,75 + 0,15 (75/30) = 1,13$$

$$K_u = C_d [1 + (1 + \lambda/C_d)^{1/2}] = 1,13 [1 + (1 + 33,5/1,13)^{1/2}] = 7,19$$

Kapasitas ultimit tiang:

$$Q_u = \frac{e_h W_r h}{K_{u,s}} = \frac{0,75 \times 30 \times 1,5}{7,19 \times 0,003} = 1564 \text{ kN}$$

Dari hasil-hasil hitungan (a) dan (b), terlihat bahwa rumus *Janbu* memberikan kapasitas ultimit yang lebih tinggi dari pada rumus *Hilley*.

2.7.3 Pemilihan Pemukul Tiang

Saat ini, tersedia berbagai macam jenis pemukul tiang. Pemilihan tipe pemukul dan ukuran untuk proyek tertentu bergantung pada banyak faktor. Umumnya ukuran lebih penting dari pada tipenya. Tiang berat sebaiknya dipancang dengan pemukul berat sehingga memberikan energi yang besar pula. Lebih disukai berat pemukul paling sedikit separo dari berat total tiang dan energi pemancangan sebaiknya paling sedikit 1 ft.lb. untuk setiap pounds (lb) berat tiang. Data untuk pemilihan energi pemancangan yang digunakan oleh TVA diperlihatkan dalam **Tabel 2.10**. Tiap-tiap pemukul mempunyai kecocokan pada kondisi tertentu. Pemilihan juga bergantung pada ketersediaan pemukul, ketersediaan uap, tekanan udara, ruang gerak, tiang miring dan sebagainya.

Tabel 2.10 Pemilihan pemukul untuk turap baja, tiang beton, tiang kayu pada kondisi ringan, sedang dan berat (Teng, 1981)

Panjang tiang	Kedalaman penetrasi	Turap (energi untuk turap tunggal, bila turap dobel nilainya dikalikan dua)			Tiang kayu		Tiang beton	
(ft)	(%)	Ringan	Sedang	Berat	Ringan	Berat	Ringan	Berat
		(ft-lb per pukulan)			(ft-lb per pukulan)		(ft-lb per pukulan)	
1. Pemancangan pada tanah pasir, kerikil longgar. Tanah-tanah dengan tahanan gesek normal								
25	50	1000-1800	1000-1800	1800-2500	3600-4200	3600-7250	7250-8750	8750-15000
	100	1000-3600	1800-3600	1800-3600	3600-7250	3600-8750	7250-8750	13000-15000
50	50	1800-3600	1800-3600	3600-4200	3600-8750	7250-8750	8750-15000	13000-25000
	100	3600-4200	3600-4200	3600-7500	7250-8750	7250-15000	13000-15000	15000-25000
75	50		3600-7500	3600-8750		13000-15000		19000-36000
	100			3600-8750		15000-19000		19000-36000
2. Pemancangan pada tanah lempung kaku, kerikil yang dipadatkan. Tanah dengan tahanan terhadap pemancangan sangat tinggi								
25	50	1800-2500	1800-2500	1800-4200	7250-8750	7250-8750	7250-8750	8750-15000
	100	1800-3600	1800-3600	1800-4200	7250-8750	7250-8750	7250-15000	13000-15000
50	50	1800-4200	3600-4200	3600-8750	7250-15000	7250-15000	13000-15000	13000-25000
	100		3600-8750	3600-13000		13000-15000		19000-36000
75	50		3600-8750	3600-13000		13000-15000		19000-36000
	100			7500-19000		15000-25000		19000-36000
Berat (per ft panjang)		20 lb	30 lb	40 lb	30 lb	60 lb	150 lb	400 lb
Ukuran tiang (pendekatan)		15 in	15 in	15 in	13 in. diameter	18 in. diameter	12 in ²	20 in ²

Catatan: 1 lb = 0.4536 kg, 1 ft = 0.3048 m

2.7.4 Catatan Pemancangan Tiang (*Pile Driving Record*)

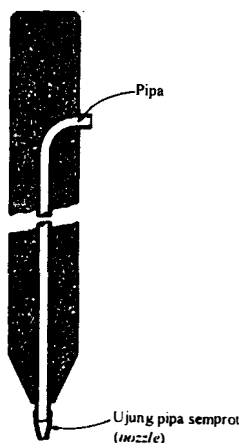
Dalam proyek-proyek, kecil atau besar, informasi mengenai pemancangan tiang harus dilakukan dengan baik. Informasi yang diperlukan antara lain:

- (a) Tipe dan energi, peralatan pancang lain termasuk penyemprot air (*water jet*), bantalan (*cushion*), penutup tiang dan lain-lain.
- (b) Ukuran tiang, lokasi tiang dalam kelompok tiang dan lokasi kelompoknya.
- (c) Urutan pemancangan dalam kelompok.
- (d) Jumlah pukulan per satuan panjang untuk seluruh panjang tiang, dan set untuk 10 pukulan terakhir.
- (e) Elevasi akhir dari dasar dan kepala tiang.
- (f) Pemeriksaan tiang untuk posisi vertikalnya.
- (g) Keterangan lain seperti penangguhan kelangsungan pemancangan, kerusakan tiang dan lain-lain.

2.7.5 Penyemprotan Air (*Water Jetting*)

Pemancangan dengan semprotan air kadang-kadang dilakukan untuk membantu penetrasi tiang. Tiang masuk ke dalam tanah oleh semprotan air, dengan tanpa bantuan pemukul. Efektivitas dari pekerjaan ini bergantung pada macam tanah. Pemancangan dengan semprotan air lebih efektif untuk pemancangan pada tanah pasir, tidak begitu efektif untuk kerikil, diragukan untuk lanau dan tidak efektif untuk tanah lempung. Semprotan udara kadang-kadang dipakai untuk menggantikan air.

Semprotan air dialirkan di dekat ujung tiang (dasar tiang) dengan pipa berdiameter 2" – 3" dengan *nozzle* diameter 0,75" – 1,25" (**Gambar 2.27**). Pipa semprot dihubungkan dengan pompa yang dihubungkan dengan bagian sedikit di bawah kepala tiang. Pada tekanan besar, semprotan air menguraikan tanah granuler dan menciptakan kondisi seperti pembuburan (*quicksand*), sehingga tiang dengan mudah berpenetrasi ke bawah. Penyemprotan harus dihentikan saat kedalaman tiang kira-kira 1 meter dari kedalaman final, dan setelah itu penetrasi tiang harus dengan dipukul saja. Jika tiang yang berdekatan terpengaruh oleh semprotan air, maka tiang ini harus dipukul lagi. Pipa semprot yang dipasang pada pusat tiang dapat tersumbat tanah jika tiang dipancang pada tanah berpasir yang diselingi lapisan lempung. Untuk hal ini, maka tiang harus dicabut untuk membuka sumbat pada lubangnya.



Gambar 2.27 Tiang dengan lubang untuk semprotan air.

2.8 Kapasitas Kelompok Tiang

Kapasitas kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Hal ini dapat terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan pendukung yang mudah mampat atau dipancang pada lapisan tanah yang tidak mudah mampat, namun di bawahnya terdapat lapisan lunak.

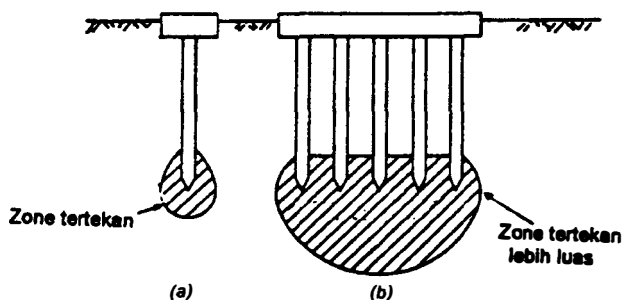
Stabilitas kelompok tiang-tiang tergantung dari dua hal, yaitu:

- (1) Kemampuan tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang untuk mendukung beban total struktur.
- (2) Pengaruh konsolidasi tanah yang terletak di bawah kelompok tiang.

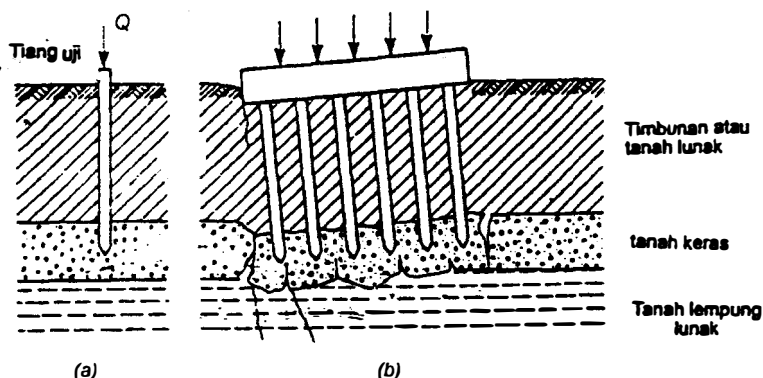
Oleh karena itu, cara pemasangan tiang tunggal, seperti: pemasangan tiang dengan cara dipancang, dibor atau ditekkan, akan berpengaruh kecil pada kedua hal tersebut di atas. Pada beban struktur tertentu, penurunan kelompok tiang yang sama dengan penurunan tiang tunggal hanya terjadi jika dasar kelompok tiang terletak pada lapisan keras. Jika tiang-tiang dipancang pada lapisan yang dapat mampat (misalnya lempung kaku), atau kondisi yang lain, dipancang pada lapisan yang tidak mudah mampat (misalnya pasir padat) tetapi lapisan tersebut berada diatas lapisan tanah lunak, maka kapasitas

kelompok tiang mungkin lebih rendah dari jumlah kapasitas masing-masing tiang. Demikian pula, penurunan kelompok tiang yang terjadi sangat mungkin lebih besar dari penurunan tiang tunggalnya, pada beban yang sama. Pada tiang tunggal luas zone tertekan pada bagian bawah tiang sangat lebih kecil daripada luas zone tertekan untuk kelompok tiang. Hal inilah yang menyebabkan penurunan kelompok tiang menjadi lebih besar dari pada penurunan tiang tunggal (**Gambar 2.28**).

Kasus yang lain, diperlihatkan dalam **Gambar 2.29**. Pada gambar tersebut dibandingkan antara sebuah tiang tunggal dari salah satu kelompok tiang yang dibebani (dalam uji beban tiang) dengan kelompok tiang saat beban total bangunan telah bekerja (Tomlinson, 1977). Tiang-tiang didukung oleh lapisan tanah kuat, yang berada di atas lapisan lunak. Lapisan tanah padat tidak menderita tekanan yang besar pada pengujian tiang tunggal, tetapi ketika seluruh tiang pada kelompok tiang dibebani, zone tertekan berkembang sampai tanah lunak sehingga dapat mengakibatkan penurunan yang besar atau bahkan keruntuhan bangunan yang didukung oleh kelompok tiang tersebut.



Gambar 2.28 Perbandingan zone tertekan pada tiang tunggal dan kelompok tiang:
(a) Tiang tunggal (b) Kelompok tiang.



Gambar 2.29 (a) Pengujian tiang pada tiang tunggal. Tekanan pada lapisan tanah lunak tidak begitu besar.
(b) Saat beban struktur telah bekerja dalam kelompok tiang. Tekanan pada lapisan tanah lunak sangat besar.

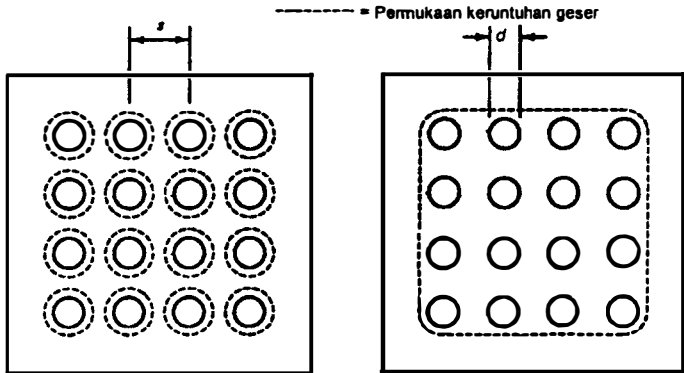
2.8.1 Kapasitas Kelompok dan Efisiensi Tiang dalam Tanah Kohesif

Jika kelompok tiang dipancang dalam tanah lempung lunak, pasir tidak padat, atau timbunan, dengan dasar tiang yang bertumpu pada lapisan lempung kaku, maka kelompok tiang tersebut tidak mempunyai resiko akan mengalami keruntuhan geser umum (*general shear failure*), asalkan diberikan faktor aman yang cukup terhadap bahaya keruntuhan tiang tunggalnya. Akan tetapi, penurunan kelompok tiang masih tetap harus diperhitungkan dalam perancangan. Pada kondisi lain, sering terjadi fondasi tiang harus dipancang secara keseluruhan ke dalam tanah lempung lunak. Karena itu, tiang-tiang dalam mendukung beban sebagian besar didukung oleh tahanan gesek dinding. Kondisi fondasi tiang semacam ini, disebut fondasi *tiang apung* (*floating pile*). Kapasitas kelompok *tiang apung* dipengaruhi oleh salah satu faktor dari:

- (1) Jumlah kapasitas tiang tunggal dalam kelompok tiang bila jarak tiang jauh, atau
- (2) Tahanan gesek tiang yang dikembangkan oleh gesekan antara bagian luar kelompok tiang dengan tanah di sekelilingnya, jika jarak tiang terlalu dekat.

Pada kelompok tiang yang dasarnya bertumpu pada lapisan lempung lunak tersebut, faktor aman terhadap *keruntuhan blok* harus diperhitungkan, terutama untuk jarak tiang-tiang yang dekat.

Pada tiang yang dipasang pada jarak yang besar, tanah di antara tiang tidak bergerak sama sekali ketika tiang bergerak ke bawah oleh akibat beban yang bekerja (**Gambar 2.30a**). Tetapi, jika jarak tiang-tiang terlalu dekat, saat tiang turun oleh akibat beban, tanah diantara tiang-tiang juga ikut bergerak turun. Pada kondisi ini, kelompok tiang dapat dianggap sebagai satu tiang besar dengan lebar yang sama dengan lebar kelompok tiang. Saat tanah yang mendukung beban kelompok tiang ini mengalami keruntuhan, maka model keruntuhannya disebut *keruntuhan blok* (**Gambar 2.30b**). Jadi, pada *keruntuhan blok*, tanah yang terletak di antara tiang bergerak ke bawah bersama-sama dengan tiangnya. Mekanisme keruntuhan yang demikian dapat terjadi pada tipe-tipe tiang pancang maupun tiang bor.



Gambar 2.30 Tipe keruntuhan dalam kelompok tiang:
 (a) Tiang tunggal.
 (b) Kelompok tiang.

Untuk menghitung kapasitas tiang yang berkaitan dengan keruntuhan blok, Terzaghi dan Peck (1948) mengambil asumsi-asumsi sebagai berikut:

1. Pelat penutup tiang (*pile cap*) sangat kaku.
2. Tanah yang berada di dalam kelompok tiang-tiang berkelakuan seperti blok padat.

Dengan asumsi-asumsi tersebut, keseluruhan blok dapat dianggap sebagai *fondasi-dalam* (**Gambar 2.31**), dengan kapasitas ultimit yang dinyatakan oleh persamaan (Terzaghi dan Peck, 1948):

$$Q_R = 2D(B + L)c + 1,3\ c_b\ N_c\ BL \tag{2.52}$$

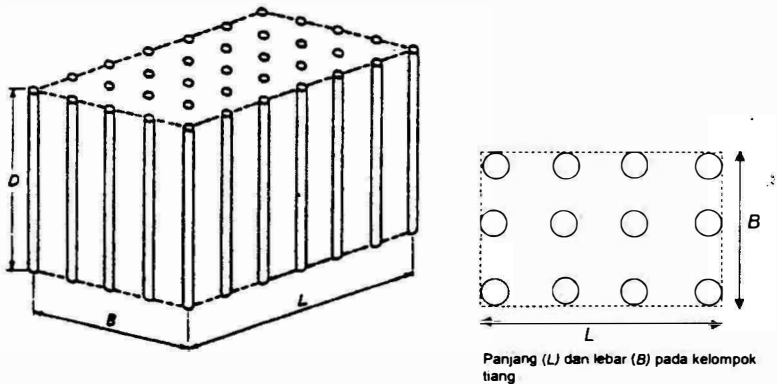
dengan,

- Q_g = kapasitas ultimit kelompok, nilainya harus tidak melampaui nQ_u (dengan n = jumlah tiang dalam kelompoknya) (kN)
 c = kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang (kN/m²)
 c_h = kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m²)
 B = lebar kelompok tiang, dihitung dari pinggir tiang-tiang (m)
 L = panjang kelompok tiang (m)
 D = kedalaman tiang di bawah permukaan tanah (m)
 N_c = faktor kapasitas dukung

Faktor pengali 1,3 pada suku persamaan ke-2 adalah untuk luasan kelompok tiang yang berbentuk empat persegi panjang. Untuk bentuk-bentuk luasan yang lain dapat disesuaikan dengan persamaan-persamaan kapasitas dukung Terzaghi untuk fondasi dangkal.

Dalam hitungan kapasitas kelompok tiang maka dipilih dari hal-hal berikut:

1. Jika kapasitas kelompok tiang (Q_g) lebih kecil daripada kapasitas tiang tunggal kali jumlah tiang (nQ_u), maka kapasitas dukung fondasi tiang yang dipakai adalah kapasitas kelompoknya (Q_g).
2. Sebaliknya, bila dari hitungan kapasitas kelompok tiang (Q_g) lebih besar, maka dipakai kapasitas tiang tunggal kali jumlahnya (nQ_u).



Gambar 2.31 Kelompok tiang dalam tanah lempung yang bekerja sebagai blok.

Umumnya model *keruntuhan blok* terjadi bila rasio jarak tiang dibanding diameter (s/d) sekitar kurang dari 2. Whitaker (1957) memperlihatkan bahwa *keruntuhan blok* terjadi pada jarak $1,5d$ untuk kelompok tiang yang berjumlah 3×3 , dan lebih kecil dari $2,25d$ untuk tiang yang berjumlah 9×9 .

Untuk jarak tiang yang lebih besar, keruntuhan yang terjadi oleh akibat runtuhnya tiang tunggal.

Teori dan pengamatan telah menunjukkan, bahwa kapasitas total dari kelompok tiang gesek (*friction pile*), khususnya tiang dalam tanah lempung, sering lebih kecil daripada hasil kali kapasitas tiang tunggal dikalikan jumlah tiang dalam kelompoknya. Jadi, di sini besarnya kapasitas total menjadi tereduksi dengan nilai reduksi yang tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan panjang tiangnya.

Menurut Coduto (1983), *efisiensi tiang* bergantung pada beberapa faktor, antara lain:

- (1) Jumlah, panjang, diameter, susunan dan jarak tiang.
- (2) Model transfer beban (tahanan gesek terhadap tahanan dukung ujung).
- (3) Prosedur pelaksanaan pemasangan tiang.
- (4) Urutan pemasangan tiang.
- (5) Macam tanah.
- (6) Waktu setelah pemasangan tiang.
- (7) Interaksi antara pelat penutup tiang (*pile cap*) dengan tanah.
- (8) Arah dari beban yang bekerja.

Beberapa persamaan efisiensi tiang telah diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, namun semuanya hanya bersifat pendekatan. Persamaan-persamaan yang diusulkan didasarkan pada susunan tiang, jarak relatif dan diameter tiang, dengan mengabaikan panjang tiang, variasi bentuk tiang yang meruncing, variasi sifat tanah dengan kedalaman dan pengaruh muka air tanah. Salah satu dari persamaan-persamaan efisiensi tiang tersebut, yang disarankan oleh *Converse-Labarre Formula*, sebagai berikut:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 mn'} \quad (2.53)$$

dengan,

E_g = efisiensi kelompok tiang

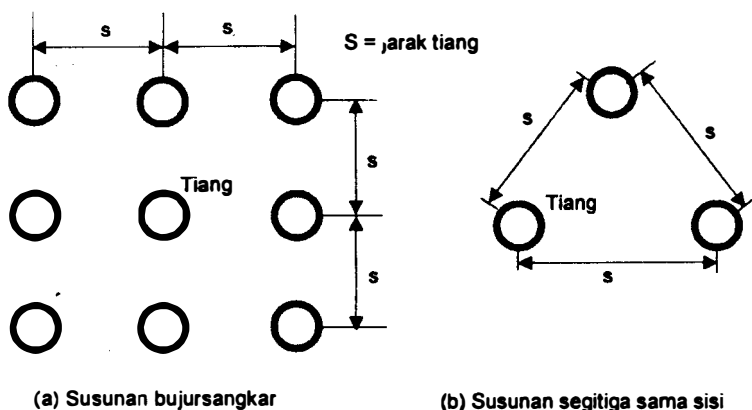
m = jumlah baris tiang

n' = jumlah tiang dalam satu baris

θ = arc tg d/s , dalam derajat

s = jarak pusat ke pusat tiang (lihat **Gambar 2.32**)

d = diameter tiang



Gambar 2.32 Definisi jarak s dalam hitungan efisiensi tiang.

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai:

$$E_k = \frac{Q_k}{nQ_u} \quad (2.54)$$

dengan,

E_k = efisiensi kelompok tiang

Q_k = beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan

Q_u = beban maksimum tiang tunggal yang mengakibatkan keruntuhan

n = jumlah tiang dalam kelompok

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperhatikan faktor efisiensi tiang dinyatakan oleh persamaan (untuk jarak tiang-tiang kira-kira 2,25d atau lebih):

$$Q_k = E_k n Q_u \quad (2.55)$$

Kapasitas kelompok tiang dengan jarak tiang yang sangat dekat (kondisi keruntuhan blok) dapat dihitung dengan menggunakan **Persamaan (2.52)**.

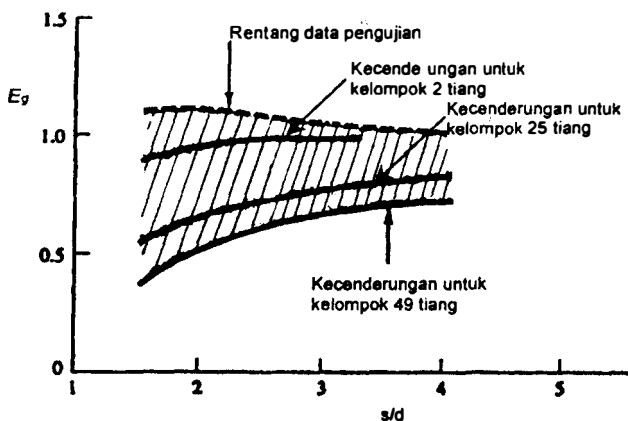
Perubahan bentuk tanah karena proses pemancangan atau pengeboran, hanya terjadi pada jarak yang relatif kecil di sekeliling dan ujung tiang. Jadi, kohesi (c_u) tanah dasar sebaiknya diambil dari kuat geser tanah asli. Jika tiang dirancang untuk mendukung beban penuh pada waktu yang pendek sesudah pemancangan, maka sebaiknya pengambilan kohesi untuk tahanan gesek keliling kelompok tiang dihitung dengan mempertimbangkan pengaruh waktu yang dibutuhkan untuk pembentukan kembali kuat geser tanah. Atau,

bila digunakan kuat geser asli, beban penuh struktur dapat ditunda paling sedikit sampai 6 bulan (Tomlinson, 1963).

Pengujian model pada kelompok tiang yang berdiri sendiri-sendiri yang dilakukan oleh Whitaker (1957) menguatkan kondisi keruntuhan blok tersebut di atas. Untuk panjang dan jumlah tiang tertentu dalam kelompoknya, terdapat suatu jarak kritis di mana mekanisme keruntuhan berubah dari bentuk *keruntuhan blok* menjadi bentuk *keruntuhan tiang tunggal*. Untuk jarak tiang yang kurang dari jarak kritisnya, keruntuhan terjadi dengan bidang runtuh (bidang gelincir) yang lewat keliling kelompok tiang-tiang. Untuk jarak tiang yang besar, keruntuhan terjadi dengan masing-masing tiang menembus lapisan lempungnya. Sehingga, terjadi gerakan relatif antara tanah lempung dan tiang-tiang.

Telah diamati, jarak kritis bertambah jika jumlah tiang dalam kelompoknya bertambah.

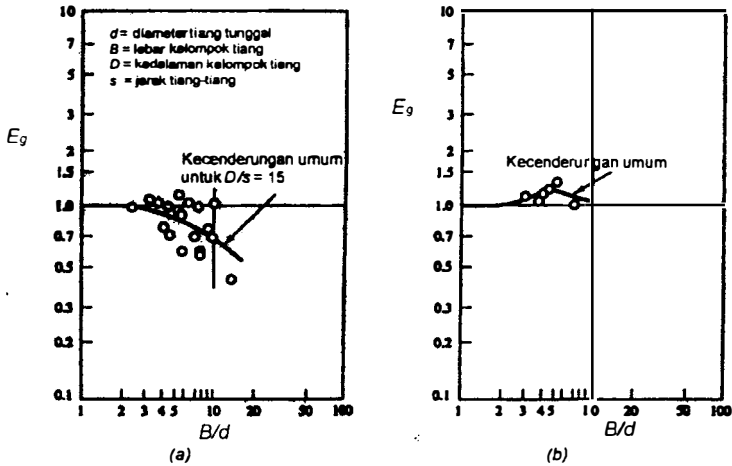
Penelitian yang dilakukan oleh beberapa peneliti, seperti: Whitaker (1957, 1960), Sowers (1961), Saffery dan Tate (1961), Barden dan Monkton (1970), menunjukkan bahwa kapasitas kelompok tiang yang diberikan oleh Terzaghi dan Peck (**Persamaan 2.52**) menghasilkan nilai kapasitas terlalu besar dari kenyataan. Sebagai contoh, pada jarak tiang yang optimum, kapasitas ultimit yang diperoleh dari pengujian tiang hanya sekitar 70% dari hasil hitungan dengan menggunakan persamaan tersebut.



Gambar 2.33 Efisiensi kelompok tiang pada tanah kohesif dari uji model tiang pada beban vertikal. (O'Neill, 1983).

O'Neill (1983) mengumpulkan beberapa faktor efisiensi dari beberapa uji model tiang dalam tanah kohesif seperti ditunjukkan dalam **Gambar 2.33**.

Terlihat bahwa faktor efisiensi selalu lebih kecil dari 1. Sedang hasil pengumpulan data dari uji model skala penuh diperlihatkan dalam **Gambar 2.34**. Hasil ini mempunyai kesamaan kecenderungan dengan uji model untuk pelat penutup tiang (*pile cap*) yang tidak menyentuh tanah. Tetapi untuk pelat penutup tiang yang menyentuh tanah, efisiensi bertambah besar. Hal ini disebabkan pada kondisi penutup tiang menyentuh tanah keruntuhan tiang menuju ke *keruntuhan blok*, jadi meningkatkan kapasitasnya. Namun penurunan yang dibutuhkan untuk terjadinya keruntuhan blok lebih besar.

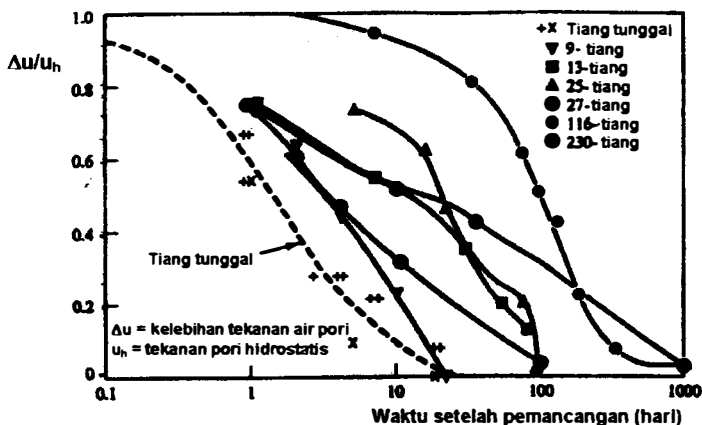


Gambar 2.34 Efisiensi kelompok tiang pada tanah kohesif dari uji tiang skala penuh pada beban vertikal (a) Pelat penutup tiang tidak menyentuh tanah (b) Pelat penutup tiang menyentuh tanah (O'Neill, 1983).

Efisiensi kelompok tiang dalam tanah kohesif sangat dipengaruhi oleh kelebihan tekanan air pori (*excess pore pressure*) yang timbul akibat pemancangan, walaupun kelebihan tekanan air pori yang besar hanya terjadi di dekat tiang. Untuk tiang tunggal, kelebihan tekanan air pori hilang hanya beberapa hari setelah selesai pemancangan, sedang untuk kelompok tiang dapat sampai bertahun-tahun (**Gambar 2.35**).

Deformasi aksial yang dibutuhkan untuk pengerahan tahanan gesek di sekeliling kelompok tiang sangat kecil dibandingkan dengan deformasi yang dibutuhkan untuk pengerahan tahanan dasar kelompok tiang (yaitu sekitar 5 - 10% atau lebih dari lebar kelompok tiang). Deformasi ini sangat besar dan tak mungkin digunakan dalam perancangan kapasitas dukung tanah di bawah kelompok tiang. Karena itu, Brom (1976) menyarankan bahwa dalam hitungan kapasitas kelompok tiang apung (*floating pile*), tahanan dasar dari

kelompok tiang sebaiknya diabaikan dan dengan pertimbangan ini faktor aman yang relatif rendah dapat digunakan.



Gambar 2.35 Pengukuran tekanan kelebihan tekanan air pori di sekitar kelompok tiang (O'Neill, 1983).

Untuk tiang gesek yang berada dalam tanah lempung, Kerisel (1967) mengusulkan faktor efisiensi kapasitas kelompok tiang, seperti yang disajikan dalam **Tabel 2.11**

Canadian National Building Code menyarankan faktor efisiensi $E_g = 0,7$ untuk tiang yang berjarak $2,5d$ sampai $4d$.

Dalam kasus-kasus tertentu, kapasitas tiang lebih dipengaruhi oleh pertimbangan *penurunan konsolidasi (consolidation settlement)* dan *penurunan segera (immediate settlement)* dari kelompok tiangnya. Dalam hal ini, pengaruh efisiensi kelompok tiang hanya sebagai petunjuk awal untuk mengetahui jumlah tiang yang dibutuhkan pada beban penuh dari struktur.

Tabel 2.11 Faktor efisiensi untuk kelompok tiang dalam tanah lempung (d = diameter tiang) (Kerisel, 1967)

Jarak pusat ke pusat tiang	Faktor efisiensi (E_g)
$10d$	1
$8d$	0,95
$6d$	0,90
$5d$	0,85
$4d$	0,75
$3d$	0,65
$2,5d$	0,55

2.8.2 Kapasitas Kelompok dan Efisiensi Tiang dalam Tanah Granuler

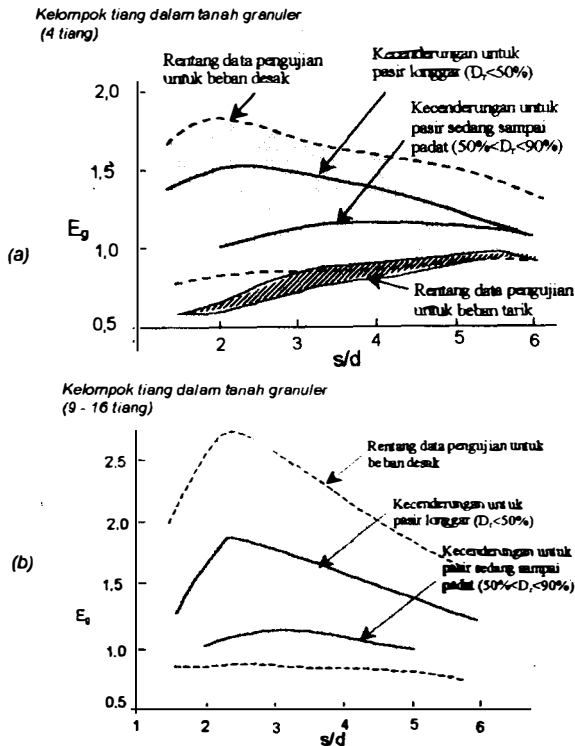
Pemancangan tiang ke dalam tanah granuler (pasir, kerikil) menyebabkan tanah di sekitar tiang pada radius paling sedikit 3 kali diameter tiang memadat. Jika tiang-tiang dipancang berkelompok, tanah yang berada di area kelompok tiang, akan mempunyai kepadatan tinggi. Bila kelompok tiang ini dibebani, tiang-tiang dan tanah yang terletak di antaranya akan bergerak bersama-sama sebagai satu kesatuan. Jadi, dalam hal ini, kelompok tiang berkelakuan seperti fondasi rakit dengan luas dasar yang sama dengan luas kelompok tiang.

Pengamatan pada tiang yang dipancang dalam tanah pasir homogen menunjukkan bahwa kapasitas kelompok tiang lebih besar daripada jumlah kapasitas masing-masing tiang di dalam kelompoknya (Vesic, 1967). Jika jarak tiang dekat, pada waktu pemancangan tiang di dekatnya, tegangan efektif lateral akan bertambah. Akibatnya, tahanan gesek dinding tiang juga bertambah. Kecuali itu, pemancangan tiang yang berdekatan cenderung untuk menambah kerapatan relatif pasir yang dengan demikian akan menambah sudut gesek dalam tanah (ϕ). Pengujian model telah menunjukkan bahwa efisiensi kelompok tiang dalam tanah pasir lebih besar dari 1.

Hasil pengujian model pada kelompok tiang yang berjumlah 4 dan 9 yang dilakukan oleh Vesic (1969), dengan mengukur tahanan ujung dan tahanan gesek dinding secara terpisah menunjukkan bahwa efisien kelompok tiang yang jaraknya berdekatan, lebih besar dari 1, dan kenaikan efisiensi ini, lebih disebabkan oleh tahanan gesek dinding daripada tahanan ujungnya. Terungkap pula dalam pengujian model tersebut bahwa efisiensi total kelompok tiang bertambah pada nilai maksimum bila jarak tiang 3 kali diameternya, dan kemudian turun bila jaraknya bertambah. Dari data tersebut Vesic menyimpulkan bahwa efisiensi total (tahanan ujung dan tahanan gesek dinding) cenderung lebih besar dari 1, kecuali jika tiang dipancang pada pasir sangat padat atau jarak tiang relatif jauh. Efisiensi maksimum dapat mencapai 2, bila jarak tiang 2 sampai 3 kali diameter tiang.

O'Neill (1983) mengumpulkan beberapa data hasil pengujian kelompok tiang, hasilnya ditunjukkan dalam **Gambar 2.36**. Dari diagram tersebut O'Neill menyimpulkan:

- (1) Dalam tanah granuler longgar, efisiensi (E_g) selalu lebih besar 1 dan mencapai maksimum pada $s/d = 2$. Efisiensi bertambah bila jumlah tiang bertambah.
- (2) Dalam tanah granuler padat bila $2 < s/d < 4$ (interval jarak tiang normal), E_g umumnya lebih besar 1, sejauh tiang tidak dipancang dengan cara penyemprotan air atau tanah dibor lebih dahulu (*predrilling*).

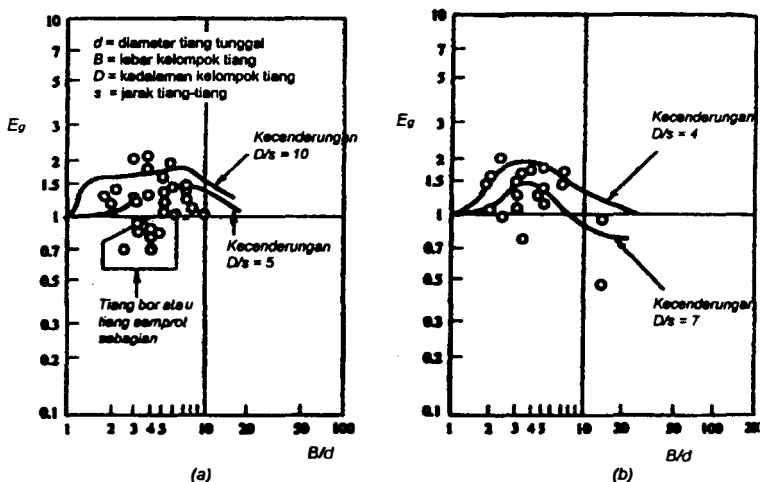


Gambar 2.36 Efisiensi kelompok tiang dari uji model kelompok tiang (O'Neill, 1983).

Hasil-hasil uji beban skala penuh untuk tiang dalam tanah granuler diperlihatkan dalam **Gambar 2.37**. Terlihat bahwa efisiensi lebih besar dari 1, kecuali untuk tiang bor dan tiang dipancang dengan semprotan air.

Perhatian perlu diberikan jika tiang dipancang ke dalam tanah pasir dan kerikil, di mana lapisan tanah ini terletak di atas tanah lempung yang mudah mampat. Tegangan kelompok tiang yang bekerja pada tanah lempung yang berada di bawahnya dapat menghasilkan tegangan yang tinggi, hingga mengakibatkan penurunan konsolidasi yang berlebihan. Kapasitas kelompok tiang pada kondisi demikian lebih dipengaruhi oleh kuat geser dan sifat mudah mampat tanah lempung di bawahnya daripada oleh efisiensi kelompok tiang dalam tanah pasir dan kerikil. Harus diperhatikan pula bahwa kapasitas kelompok tiang yang diperoleh dari nilai efisiensi seharusnya

digunakan hanya untuk memperoleh petunjuk awal pada hitungan kapasitas tiang. Lagi pula, jika tiang dipancang ke dalam tanah pasir dan kerikil, kapasitasnya akan dipertimbangkan pula terhadap penurunan kelompok tiang. Asalkan kapasitas tiang tunggal telah diberikan faktor aman yang cukup memadai terhadap keruntuhan akibat beban tekan, maka diharapkan tidak akan ada resiko akan terjadi keruntuhan blok kelompok tiang, bila tiang-tiang terletak dalam tanah non kohesif (pasir dan kerikil) yang relatif padat.



Gambar 2.37 Efisiensi tiang dari uji beban skala penuh untuk tiang dalam tanah granuler (O'Neill, 1983). (a) Pelat penutup tiang tidak menyentuh tanah. (b) Pelat penutup tiang menyentuh tanah.

2.8.3 Petunjuk Hitungan Perancangan Kelompok Tiang

Dalam hitungan untuk perancangan kelompok tiang, Coduto (1994) memberikan petunjuk sebagai berikut:

- (1) Cobalah tentukan apakah keruntuhan blok akan lebih menentukan dalam hitungan. Jika keliling dari kelompok tiang-tiang lebih besar daripada jumlah keliling tiang tunggal, maka keruntuhan blok mungkin tidak terjadi. Uji model menunjukkan bahwa keruntuhan blok hanya terjadi jika jarak tiang sangat dekat, yaitu s/d kurang dari 2, sehingga kondisi keruntuhan ini jarang terjadi. Akan tetapi jika jarak tiang tersebut betul-betul ada, maka efisiensi $E_g = (\text{keliling kelompok tiang})/(\text{jumlah keliling tiang tunggal})$ harus diperhitungkan.

- (2) Kapasitas-kelompok tiang dalam tanah kohesif akan tereduksi sementara jika terjadi kenaikan kelebihan air pori. Efisiensi kelompok tiang (E_g), kira-kira 0,4 - 0,8 tapi akan bertambah dengan berjalannya waktu. Jika $s/d > 2$ (seperti umumnya dalam praktek), E_g kadang-kadang mencapai 1. Kecepatan kenaikan E_g tersebut bergantung pada kecepatan menghamburnya/berkurangnya kelebihan tekanan air. Kelompok tiang yang jumlahnya kecil mungkin $E_g = 1$ tercapai dalam 1 sampai 2 bulan. Waktu ini mungkin lebih besar daripada kecepatan pembebanannya. Untuk kelompok tiang yang lebih besar, waktu untuk mencapai $E_g = 1$ mungkin lebih dari 1 tahun.
- (3) Kelompok tiang dalam tanah granuler akan mencapai kapasitas maksimumnya hampir segera setelah pemancangan, karena kelebihan tekanan air pori selalu nol. Efisiensi kelompok tiang paling sedikit 1 (jika $s/d > 2$), dan sering lebih besar 1, terutama jika jarak tiang kecil dan tiang dipancang mengakibatkan perpindahan tanah yang besar (*large displacement pile*). Untuk maksud praktis, faktor efisiensi jangan lebih dari 1,25 (Coduto, 1983).
- (4) Jika pemancangan dilakukan dengan pengeboran tanah lebih dulu (*pre-drilling*), yaitu jika tanah granuler sangat padat, maka tanah granuler menjadi longgar sehingga efisiensi kelompok tiang kurang dari 1. Karena itu, hindari atau kurangi pengeboran dengan semprotan atau pengeboran lebih dulu.

Vesic (1969) menyarankan bahwa dalam perancangan tiang, nilai efisiensi kelompok tiang (E_g) dalam tanah granuler sebaiknya tidak lebih dari 1.

Contoh soal 2.12:

Kelompok tiang 5×5 dipancang dalam tanah lempung lunak homogen dengan $c_u = 23 \text{ kN/m}^2$ dan $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. Kedalaman tiang $D = 15 \text{ m}$, diameter 0,30 m dan jarak pusat ke pusat tiang 0,75 m. Ukuran panjang dan lebar luasan kelompok tiang $L = B = 3,3 \text{ m}$.

- (a) Hitung kapasitas ijin kelompok tiang ($F = 3$).
- (b) Hitung kapasitas ijin yang didasarkan pada tiang tunggal ($F = 2,5$).
- (c) Berapa beban kerja kelompok tiang maksimum.

Penyelesaian:

Perlu dicek terhadap kemungkinan keruntuhan blok kelompok tiang:

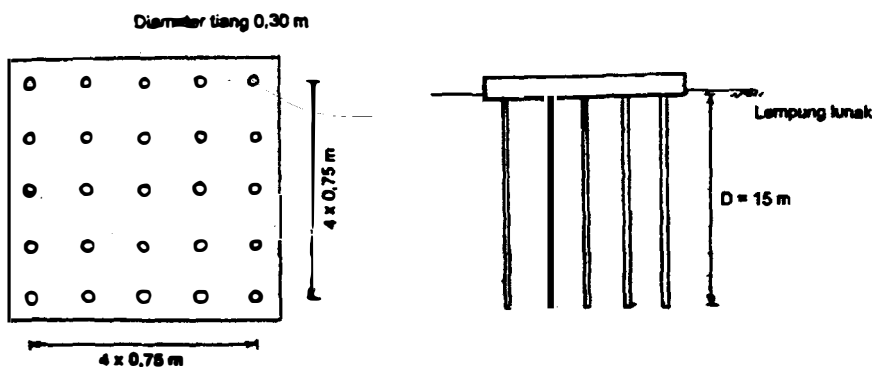
$$s/d = 0,75/0,3 = 2,5, \text{ jadi } s = 2,5d < 3d$$

Jadi, terdapat kemungkinan akan terjadi keruntuhan blok.

(a) *Kapasitas ijin kelompok tiang*

$$\begin{aligned}
 Q_g &= 2D(B + L) c_u + 1,3 c_b N_c BL \\
 &= 2 \times 15 \times (3,3 + 3,3) \times 23 + 1,3 \times 23 \times 9 \times 3,3 \times 3,3 \\
 &= 7484,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Kapasitas ijin kelompok tiang} = 7484,5/3 = 2494,83 \text{ kN} \quad (1)$$



Gambar C2.6.

(b) *Kapasitas ijin didasarkan pada tiang tunggal*

$$c_u = 23 \text{ kN/m}^2, \text{ dari Gambar 2.20, } a_d = 0,98$$

$$Q_s = a_d c_u A_s = 0,98 \times 23 \times \pi \times 0,3 \times 15 = 318,7 \text{ kN}$$

$$Q_b = A_b c_u N_c = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,3^2 \times 23 \times 9 = 14,63 \text{ kN}$$

Di sini terlihat bahwa tahanan ujung sangat kecil, karena itu sering tahanan ujung tiang pada lempung lunak diabaikan. Dengan mengabaikan tahanan ujungnya,

$$Q_u = Q_s = 318,7 \text{ kN}$$

Dengan $F = 2,5$, kapasitas tiang tunggal:

$$Q_a = Q_u/2,5 = 318,7/2,5 = 127,5 \text{ kN}$$

Efisiensi:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'}$$

$$\theta = \arctan d/s = \arctan (0,3 / 0,75) = 21,8^\circ$$

$$n' = 5, m = 5$$

$$E_g = 1 - (21,8) \frac{(5-1)5 + (5-1)5}{90 \times 5 \times 5} = 0,612$$

$$\text{Kapasitas kelompok tiang ijin} = E_g n Q_a$$

$$= 0,612 \times 25 \times 127,5 = 1950,8 \text{ kN} \quad (2)$$

(c) Beban kerja (*working load*) yang dapat didukung kelompok tiang adalah nilai terkecil dari (1) dan (2), yaitu 1950,8 kN.

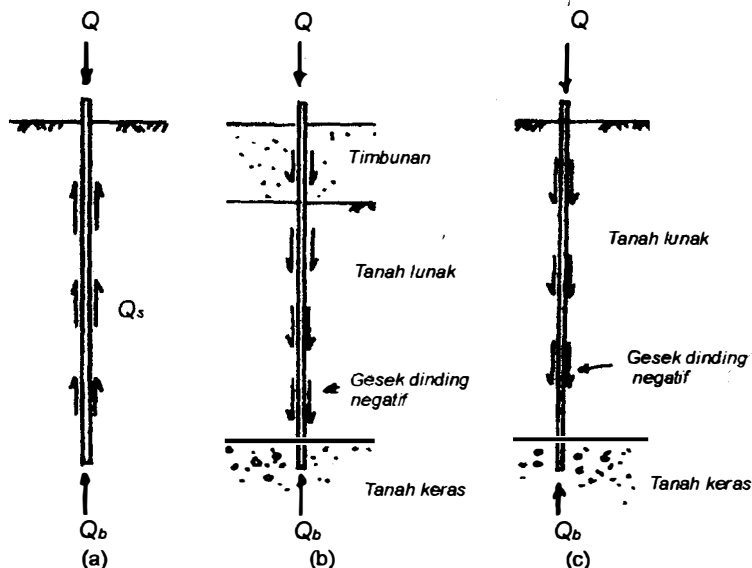
2.9 Gesek dinding negatif

Jika beban Q diterapkan pada tiang, maka tiang akan bergerak ke bawah (**Gambar 2.38a**), sedang tanah relatif diam. Pada keadaan ini baik tahanan ujung tiang Q_b dan tahanan gesek tiang Q_s akan bekerja ke atas, yaitu sebagai gaya perlawanan beban Q yang bekerja pada tiang.

Dalam kondisi tertentu, sebagian atau seluruh tanah di sepanjang dinding tiang bergerak ke bawah relatif terhadap tiang (artinya tanah bergerak, ke bawah sedang tiang diam). Akibatnya, arah gaya gesek dinding tiang menjadi ke bawah, sehingga menjadi gaya tambahan yang harus didukung oleh tiang (**Gambar 2.38b dan 2.38c**). Gaya gesek oleh tanah pada dinding tiang yang bekerja ke bawah ini, disebut gaya *gesek dinding negatif* (*negatif skin friction*). Gaya ini akan merupakan tambahan beban bagi tiang yang harus ditambahkan dengan beban struktur.

Pengamatan-pengamatan menunjukkan bahwa gaya gesek dinding negatif akan terjadi dengan hanya sedikit pergeseran relatif antara tanah dan tiang.

Ditinjau lapisan tanah terkonsolidasi normal (*normally consolidated*) dengan muka air tanah di permukaan (garis GH) dan dengan tiang yang telah terpasang di dalam tanah tersebut (**Gambar 2.39a**). Di atas lapisan tanah ini, kemudian diletakkan tanah timbunan (pasir). Diagram tekanan air sebelum tanah timbunan diletakkan dinyatakan oleh garis lurus AE (dianggap pemasangan tiang tidak mengganggu tanah). Jika timbunan diletakkan di atas tanah asli (GH), akibat berat timbunan, tekanan air pori bertambah (dinyatakan oleh lengkung ABE). Di sini dianggap bahwa tanah timbunan dan tanah pendukung (di bawah garis IJ) berupa material yang lolos air (pasir). Bila dalam jangka waktu tertentu tekanan air pori turun (tanah berkonsolidasi) maka tanah ini akan mengalami penurunan. Gerakan ke bawah tanah yang terjadi, menyeret tiang ke bawah yang menyebabkan timbulnya gaya gesek dinding negatif pada dinding tiang. Gaya ini harus ditahan oleh gaya gesek positif pada tiang yang berada di dalam lapisan pendukung, yaitu oleh tahanan gesek (Q_s) pada lapisan pasir padat di bawah garis IJ dan oleh tahanan ujung dasar tiang (Q_b).

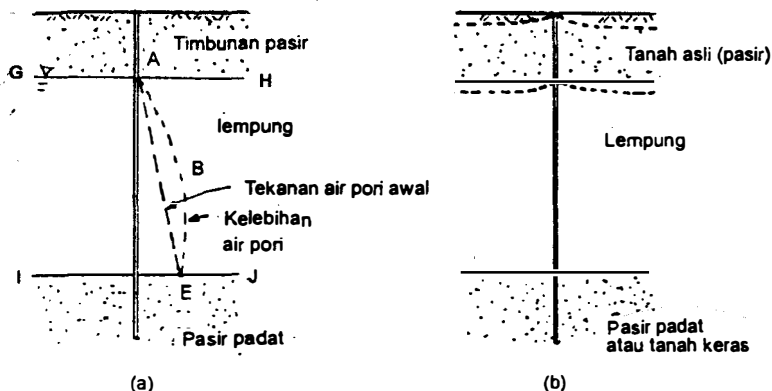


Gambar 2.38 Tiang dipengaruhi gaya gesek dinding
(a) Positif, (b) dan (c) Negatif.

Contoh yang lain diberikan dalam **Gambar 2.39b**. Di sini, sebuah tiang dipancang dalam tanah lunak yang terletak di atas tanah keras. Gangguan tanah oleh akibat pemancangan tiang, kecuali menyebabkan berubahnya kompresibilitas tanah juga menimbulkan tekanan air pori yang tinggi pada tanah yang terletak di sekitarnya. Jika tekanan air pori berkurang, maka tanah di sekitar tiang akan turun yang menyeret tiang bergerak ke bawah.

Kondisi dalam **Gambar 2.39a** merupakan kasus yang serius, karena penempatan tanah timbunan diatas tanah lunak biasanya diikuti oleh penurunan yang besar. Sedang tanah timbunan sering terdiri dari tanah granuler dengan kuat geser yang tinggi, jadi akan menghasilkan gesek dinding negatif yang berkapasitas tinggi.

Penurunan tanah lunak di sekitar tiang dapat pula terjadi akibat pembangunan struktur baru di dekatnya. Kecuali itu, penurunan tanah lunak dapat pula terjadi akibat pengambilan air yang berlebihan pada jarak tertentu di sekitar tiang. Turunnya muka air tanah, mengakibatkan kenaikan tegangan efektif tanah di sekitar tiang yang menyebabkan turunnya tanah di daerah tersebut. Penurunan ini menambah gaya ke bawah pada tiang oleh akibat gesek dinding negatif.



Gambar 2.39 Penurunan tanah di sekitar tiang akibat konsolidasi yang menyebabkan timbulnya gaya gesek dinding negatif.

Gaya gesek dinding negatif bergantung pada beberapa faktor, yaitu:

1. Gerakan relatif antara tanah timbunan dengan tiang.
2. Gerakan relatif antara tanah yang mampat dengan tiang.
3. Kompresi (pemendekan) elastis tiang akibat beban struktur.
4. Karakteristik tanah (tipe, kuat geser, kompresibilitas, kedalaman lapisan, kekakuan tanah pendukung tiang).
5. Kecepatan konsolidasi lapisan tanah yang mampat.

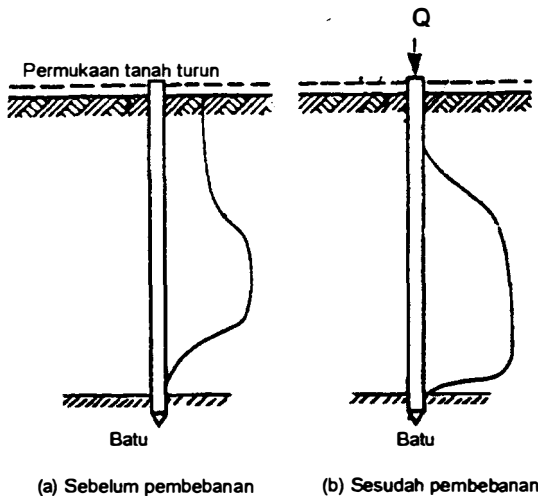
Jika gesek dinding negatif terjadi pada lapisan lempung, maka kecepatan pembebanan harus dipertimbangkan.

2.9.1 Tiang Tunggal

Gaya gesek dinding negatif berpengaruh pada tiang tunggal sampai pada kedalaman tertentu, yaitu sampai titik netral. Titik netral adalah titik dimana gerakan tanah relatif terhadap dinding tiang nol. Di bawah titik netral tersebut, gesek dinding menjadi positif. Titik netral terletak di dekat ujung bawah tiang untuk tiang yang menembus tanah lunak yang berada di atas lapisan pendukung tiang yang berupa batu dengan kapasitas dukung yang tinggi. Pada kondisi ini, seluruh panjang tiang yang berada di lapisan tanah lunak akan dipengaruhi oleh gesek dinding negatif.

Distribusi gesek dinding negatif di sepanjang dinding tiang tunggal yang menembus lapisan lunak yang terletak di atas lapisan keras (batu) diperlihatkan dalam **Gambar 2.40a dan 2.40b**. **Gambar 2.40a**, menunjuk-

kan distribusi gaya gesek dinding negatif pada tiang sebelum beban bangunan di kepala tiang bekerja. Ujung bawah tiang tidak turun oleh pengaruh berat sendiri tiang dan gaya gesek dinding negatif. Karena itu, gaya gesek dinding negatif pada bagian atas tiang terkerahkan sepenuhnya dengan gaya gesek negatif puncak (maksimum) terletak pada bagian tengah agak ke bawah. Pada dasar tanah lunak/timbunan (di dekat lapisan batu), karena gerakan tanah tidak cukup besar untuk termobilisasinya gaya gesek dinding negatif secara penuh, maka gaya Q_{neg} ini menjadi kecil dan bahkan nol.

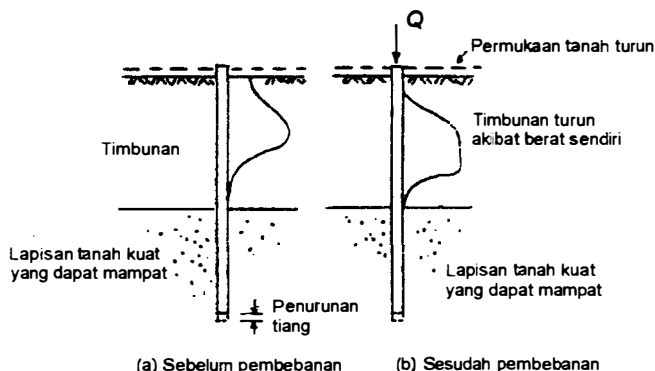


Gambar 2.40 Distribusi gaya gesek dinding negatif pada tiang yang didukung oleh lapisan sangat keras (Tomlinson, 1977).

Jika tiang pada **Gambar 2.40a** dibebani, tiang memendek secara elastis (kompresi elastis) sehingga bagian atas tiang bergerak ke bawah. Oleh sebab itu, bagian atas tiang menjadi bekerja mendukung beban dan gaya gesek negatif menjadi hilang (**Gambar 2.40b**).

Bila tiang didukung oleh lapisan yang kuat tapi dapat mampat (**Gambar 2.41**), ujung bawah tiang turun baik oleh pengaruh gaya gesek dinding negatif maupun berat struktur yang didukung tiang. Penurunan tiang relatif terhadap lapisan tanah timbunan bagian bawah besar, sehingga mengakibatkan tidak bekerjanya gaya gesek dinding negatif pada bagian ini. Pada bagian tengah tiang, penurunan tanah timbunan relatif terhadap tiang besar (selisih penurunan antara tanah dan tiang besar) sehingga memungkinkan bekerjanya gaya gesek dinding negatif.

Ketika beban tiang diterapkan, terjadi pemendekan elastis tiang. Tetapi karena beban tiang terbatas pada karakteristik tanah, yaitu tahanan ujung bawah tiang, pemendekan ini tidak cukup untuk menghilangkan gaya gesek dinding negatif di sepanjang tiang (**Gambar 2.41b**).



Gambar 2.41 Distribusi gaya gesek dinding negatif pada tiang yang dasarnya terletak pada lapisan keras (Tomlinson, 197).

Pengamatan-pengamatan Johannessen dan Bjerrum (1965) menunjukkan bahwa jika gesekan relatif antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya lebih besar dari 5 - 10 mm, maka gesek dinding negatif per satuan luas (c_d) dapat diestimasi dengan menggunakan persamaan:

$$c_d = \bar{p}_o' K_d \operatorname{tg} \phi_d' \quad (2.56a)$$

dengan

c_d = gaya gesek dinding negatif per satuan luas tiang tunggal (kN/m^2)

\bar{p}_o' = tekanan *overburden* efektif tanah rata-rata dengan memperhitungkan pengaruh tambahan beban akibat timbunan (bila ada) (kN/m^2)

Bila $\phi_d' = \delta'$, maka:

$$c_d = \bar{p}_o' K_d \operatorname{tg} \delta' \quad (2.56b)$$

Gaya gesek dinding negatif total tiang tunggal, dinyatakan oleh persamaan:

$$Q_{\text{neg}} = A_s c_d \quad (2.56c)$$

dengan A_s (dalam m^2) adalah luas selimut dinding tiang yang dipengaruhi oleh gaya gesek dinding negatif.

Koefisien $K_d \text{ tg } \delta'$ bergantung pada tekanan tanah lateral pada tiang dan pada kecepatan penurunan tanah. Pengaruh kecepatan pembebanan pada faktor $K_d \text{ tg } \delta'$ dapat diharapkan akan lebih besar pada lempung yang berplastisitas tinggi dan yang mempunyai kuat geser rendah dari pada tanah berlanau atau lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated*) dengan indeks plastisitas (PI) sedang. Nilai $K_d \text{ tg } \delta'$ yang disarankan oleh Brom (1976) jika penurunan kira-kira 10 mm/tahun diperlihatkan dalam Tabel 2.12.

Tabel 2.12 Koefisien $K_d \text{ tg } \delta'$ (Brom, 1976)

Macam tanah	$K_d \text{ tg } \delta'$
Urugan batu	0,40
Pasir dan kerikil	0,35
Lanau atau lempung <i>terkonsolidasi normal</i> berplastisitas rendah sampai sedang ($PI < 50\%$)	0,30
Lempung <i>terkonsolidasi normal</i> berplastisitas tinggi	0,20

Brom menyarankan $K_d \text{ tg } \delta'$ ditambah 20% pada tiap-tiap penambahan kecepatan penurunan pada kelipatan sepuluh untuk lempung dengan indeks plastisitas tinggi ($PI > 50\%$).

Canadian building code mengusulkan $K_d \text{ tg } \delta' = 0,25$.

Guna menghindari bertambahnya beban oleh gesek dinding negatif, untuk panjang tiang yang lebih besar 20 sampai 25 m, sering dilakukan perubahan tiang dari tipe tiang yang didukung sepenuhnya oleh tahanan ujung menjadi tipe tiang yang mengapung (pada lapisan lunak). Penurunan kelompok tiang akan bertambah oleh perubahan cara tiang mendukung beban tersebut. Bila penurunan yang terjadi berlebihan, bentuk struktur sebaiknya diubah sedemikian hingga terhindar dari bahaya penurunan tidak seragam (*differential settlement*) yang berlebihan.

Pengaruh gesek dinding negatif dapat direduksi dengan mengecat dinding tiang dengan aspal setebal 2 mm untuk tiang beton dan 1 mm untuk tiang baja. Pelaksanaan pemancangan harus hati-hati supaya tidak merusak cat pelindung. Untuk ini, sebelum pemancangan, perlu dilakukan pengeboran awal (*pre-drilling*) bila tiang melewati lapisan batu, pasir atau kerikil.

2.9.2 Kelompok Tiang

Pada kelompok tiang-tiang dengan tipe tiang dukung ujung (*end bearing pile*) yang terletak dalam tanah yang berkonsolidasi, penurunan ke

bawah akibat gesek dinding negatif lebih kecil dibandingkan dengan tiang tunggal. Hal ini, disebabkan pemancangan tiang di dekatnya cenderung mereduksi penurunan tiang di dalam kelompoknya. Umumnya tiang-tiang yang berada di sebelah dalam dari kelompok tiang, mengalami penurunan lebih kecil dibandingkan dengan tiang yang terletak di sebelah luar.

Gesek dinding negatif pada kelompok tiang, dapat dihitung dengan cara seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.42**. Dalam **Gambar 2.42a** ditunjukkan bertambahnya beban tiang akibat gesek dinding negatif bila jarak tiang besar. Dalam hal ini, masing-masing tiang mendukung beban yang dihasilkan dari gesek dinding maksimum ke bawah sampai titik netral. Gesek dinding negatif ultimit pada tiap-tiap tiang ini dapat dihitung dengan **Persamaan (2.56c)**. Jika jarak tiang kecil, penambahan beban pada tiap tiang seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.42b**. Pada kondisi ini, gesek dinding negatif tiap-tiap tiang dihitung dengan persamaan:

$$Q_{neg} = \frac{1}{n} [2D(L + B) \bar{c}_u + BLH\gamma] \quad (2.57)$$

dengan,

Q_{neg} = gaya gesek dinding negatif masing-masing tiang dalam kelompok tiang (kN)

n = jumlah tiang dalam kelompoknya

D = kedalaman tiang sampai titik netral (m)

L = panjang area kelompok tiang (m)

B = lebar area kelompok tiang (m)

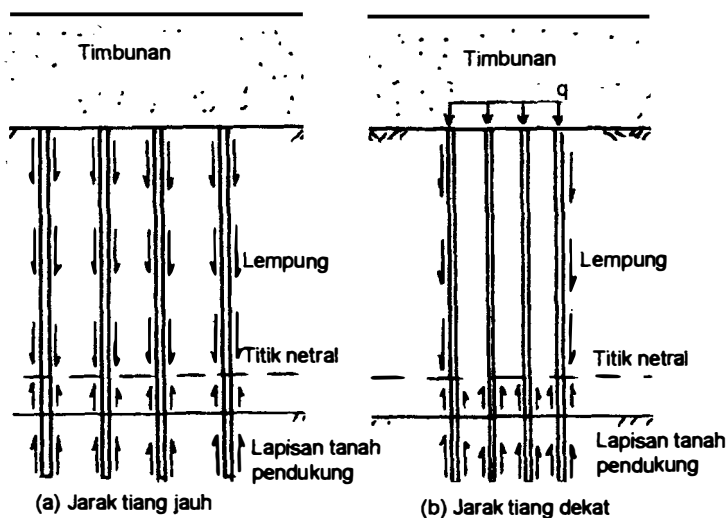
\bar{c}_u = kohesi *tak terdrainase* rata-rata pada lapisan sedalam D (kN/m²)

H = tinggi timbunan

γ = berat volume tanah timbunan

Pada persamaan di atas terlihat bahwa terdapat beban tanah timbunan yang harus didukung oleh masing-masing tiang. Menurut Terzaghi dan Peck (1948), sedikit gerakan ke bawah tanah timbunan terhadap tiang, cukup untuk menyebabkan berat tanah timbunan membebani masing-masing tiang di dalam kelompoknya.

Gaya gesek dinding negatif bertambah jika jarak tiang bertambah. Karena itu bila pengaruh gesek dinding negatif sangat merugikan, Terzaghi dan Peck (1948) menyarankan jarak tiang dikurangi sampai 2,5 kali diameter tiang agar pengaruh gesek dinding negatif dapat direduksi.



Gambar 2.42 Gesek dinding negatif pada kelompok tiang (Broms, 1976).

Jika Q adalah beban yang bekerja pada masing-masing tiang yang dipancang menembus lapisan timbunan baru di atas tanah lempung lunak yang terletak pada lapisan tanah pasir, bagian ujung bawah tiang akan memikul beban ultimit (Q_u) sebesar (dengan memperhitungkan gesek dinding negatif):

$$Q_u = Q + \frac{1}{n} [2D(L + B)c_u + BLH\gamma] \quad (2.58)$$

Jika beban Q_u lebih besar daripada tahanan ujung tiang tunggal (Q_h) penurunan fondasi tiang akan menjadi berlebihan. Maka, bila fondasi tiang dimaksudkan untuk mendukung beban bangunan yang berada di atas tanah timbunan baru, kedua nilai Q_u dan Q_h harus diperhitungkan.

Dalam menghitung kapasitas tiang ijin, disarankan untuk menggunakan faktor aman sebesar 2,5 sampai 3. Dalam hal ini, karena beban seluruhnya didukung oleh tahanan ujung tiang, maka $Q_u = Q_h$. Karena itu, untuk beban tiang (Q) tertentu, faktor aman dihitung dengan:

$$F = Q_h/Q_u = Q_h/(Q + Q_{neg}) \quad (2.59)$$

dengan

F = faktor aman dengan memperhatikan gesek dinding negatif

Q_h = tahanan ujung ultimit yang besarnya sama dengan Q_u

Q_{neg} = gaya gesek dinding negatif

Contoh soal 2.13:

Sebuah tiang pancang beton panjang 20 m berdiameter 0,4 m akan dipancang menembus lapisan tanah dengan kondisi lapisan tanah sebagai berikut:

Kedalaman:

0 - 4,0 m : pasir, $\gamma = 2,1 \text{ t/m}^3$

4 - 9,5 m : lempung lunak *normally consolidated*, jenuh air, $PI = 40 \%$,
 $\gamma_{\text{sat}} = 1,6 \text{ t/m}^3$, $\gamma' = 0,6 \text{ t/m}^3$.

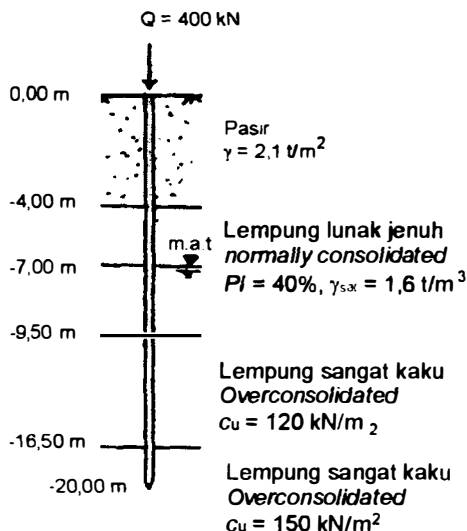
9,5 - 16,5 m : lempung sangat kaku *overconsolidated*, $c_u = 120 \text{ kN/m}^2$

> 16,5 m : lempung sangat kaku *overconsolidated*, $c_u = 150 \text{ kN/m}^2$

Muka air tanah pada kedalaman 7 m. Beban struktur yang harus didukung tiang 400 kN. Bila faktor aman $F = 2,5$ selidiki apakah tiang tersebut aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung?

Penyelesaian:

Tiang pancang beton diameter 0,4 m, panjang 20 m



Gambar C2.7.

Akibat konsolidasi lapisan lempung lunak, maka bagian tiang pada kedalaman 0 - 9,5 m akan mendukung gaya gesek dinding negatif. Gaya ini merupakan gaya tambahan yang harus didukung tiang.

Dari **Tabel 2.12**:

untuk lapisan pasir: $K_d \tan \delta' = 0,35$

untuk lapisan lempung lunak: $K_d \tan \delta' = 0,30$

Hitungan tekanan *overburden* pada tiap kedalaman, dilakukan dalam **Tabel C2.4**.

Tabel C2.4.

Kedalaman (m)	p_o' (kN/m ²)
4	$4 \times 2,1 \times 9,81 = 82,4$
7	$82,4 + 3 \times 1,6 \times 9,81 = 129,5$
9,5	$129,5 + 2,5 \times 0,6 \times 9,81 = 144,2$

Keliling tiang = $\pi \times 0,4 = 1,26$ m

$$Q_{\text{neg}} = \sum \bar{p}_o' K_d \tan \delta' A_s$$

$$\frac{1}{2}(0 + 82,4) \times 0,35 \times 1,26 \times 4 = 72,7$$

$$\frac{1}{2}(82,4 + 129,5) \times 0,30 \times 1,26 \times 3 = 120,15$$

$$\frac{1}{2}(129,5 + 144,2) \times 0,30 \times 1,26 \times 2,5 = 129,32$$

$$\text{Jumlah } Q_{\text{neg}} = 322,17 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban total yang harus didukung tiang} &= Q + Q_{\text{neg}} \\ &= 400 + 322,17 = 722,17 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Tahanan ujung ultimit } Q_b = A_b c_u N_c = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 \times 150 \times 9 = 169,6 \text{ kN.}$$

Tahanan gesek ultimit pada lempung kaku (kedalaman 9,5 - 20 m) bekerja sebagai tanah pendukung tiang. Dari **Gambar 2.20**, untuk nilai-nilai faktor adhesi $a_d = c_d/c_u$ diantara kurva-kurva Tomlinson dan Kerisel:

$$\text{untuk } c_u = 120 \text{ kN/m}^2, a_d = 0,33$$

$$c_u = 150 \text{ kN/m}^2, a_d = 0,28$$

Tahanan gesek dinding ultimit:

$$Q_s = \sum a_d c_u A_s$$

$$0,33 \times 120 \times 1,26 \times 7 = 349,27$$

$$0,28 \times 150 \times 1,26 \times 3,5 = 185,22$$

$$Q_s = 534,49 \text{ kN}$$

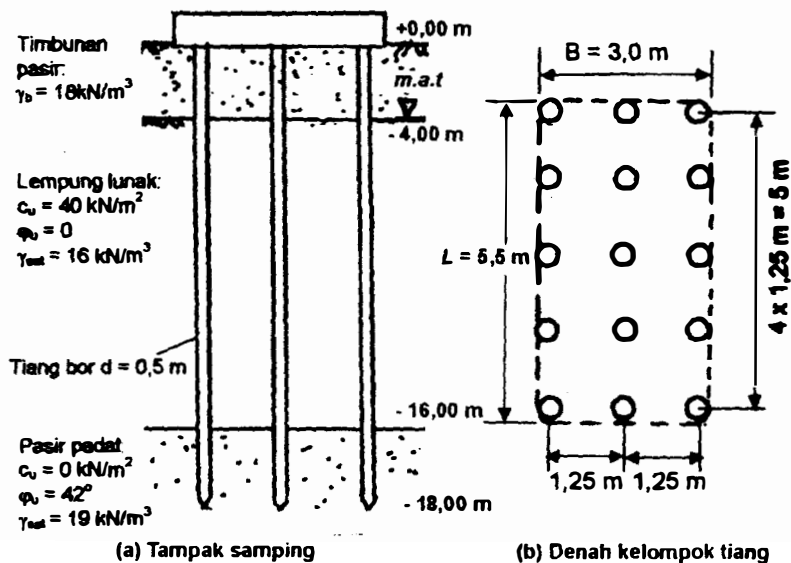
$$Q_u = Q_h + Q_s = 169,6 + 534,49 = 704,09 \text{ kN}$$

$$F = \frac{Q_u}{Q + Q_{mg}} = \frac{704,09}{722,17} = 0,97 < 2,5 \text{ (kurang besar)}$$

Agar faktor aman memenuhi, maka diameter dan/atau panjang tiang perlu diperbesar.

Contoh soal 2.14:

Tiang bor berjumlah $n = 15$ dengan panjang 18 m, disusun seperti pada Gambar C2.5.



Gambar C2.8.

Kondisi lapisan tanah adalah sebagai berikut:

Kedalaman:

0 - 4 m : timbunan pasir, $\gamma_b = 18 \text{ kN/m}^3$

4 - 16 m : lempung lunak, $c_u = 40 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{sat} = 16 \text{ kN/m}^3$

16 - 28 m : pasir padat, $\phi' = 42^\circ$, $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$

Jarak tiang 1,25 m dan tiang berdiameter 0,5 m. Beban kelompok tiang 10500 kN. Hitung faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung.

Penyelesaian:

Beban per tiang $= 10500/15 = 700 \text{ kN}$. Bila beban timbunan pasir setebal 4 m dianggap membebani kelompok tiang (Terzaghi dan Peck, 1948) maka gaya gesek dinding negatif untuk kelompok tiang seluas $5,5 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}$, dihitung menurut Persamaan (2.57):

$$\begin{aligned} Q_{neg} &= \frac{1}{n} [2D(L+B) \bar{c}_u + BLH \gamma_b] \\ &= \frac{1}{15} [2 \times 12(5,5 + 3,0) 40 + (3,0 \times 5,5 \times 4 \times 18)] \\ &= 623,2 \text{ kN / tiang} \end{aligned}$$

Tahanan ujung tiang tunggal:

$$Q_h = A_h p_h' N_q$$

Untuk tiang bor dalam tanah pasir, N_q dihitung berdasarkan

$$\phi = \phi' - 3^\circ = 42^\circ - 3^\circ = 39^\circ, L/d = 18/0,5 = 36$$

Dari Gambar 2.13, diperoleh $N_q = 125$

$$A_h = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 = 0,196 \text{ cm}^2$$

$$p_h' = (4 \times 18) + 12(16 - 9,81) + 2(19 - 9,81) = 164,66 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_h = 0,196 \times 164,66 \times 125 = 4034,17 \text{ kN}$$

Dengan mengabaikan tahanan gesek tiang yang terdapat pada lapisan pasir bawah setebal 2 m, maka $Q_u = Q_h = 4034,17 \text{ kN}$.

Faktor aman setiap tiang yang dihitung menurut Persamaan (2.59):

$$F = \frac{Q_u}{Q + Q_{neg}} = \frac{4034,17}{700 + 623,2} = 3,05 > 2,5 \text{ (memenuhi)}$$

2.10 Penurunan Tiang

2.10.1 Penurunan Tiang Tunggal

(a) Hubungan antara penurunan dan distribusi beban

Penurunan tiang tunggal dan distribusi beban di sepanjang tiang dapat dihitung dengan menggunakan metode *transfer beban (load transfer)*. Metode yang diusulkan oleh Coyle dan Reese (1966) menggunakan data tanah yang berasal dari uji beban di lapangan. Sifat khusus kurva yang diperoleh diperlihatkan dalam **Gambar 2.43a**. Metode ini dapat digunakan untuk menentukan hubungan antara tahanan tiang dan perpindahan tiang. Langkah hitungan penurunan tiang dilakukan sebagai berikut (**Gambar 2.43b**):

1. Tiang dibagi menjadi beberapa segmen.
2. Ujung bawah tiang dianggap mengalami penurunan sebesar S_t (dapat dipilih $S_t = 0$, tapi pada umumnya bagian ini mengalami penurunan, kecuali bila ujungnya terletak pada lapisan sangat keras).
3. Dihitung tahanan ujung (Q_t) akibat penurunan S_t tersebut. Cara pendekatan untuk menghitung Q_t umumnya dilakukan dengan menganggap ujung tiang berpenampang lingkaran yang dihitung dengan cara *Boussinesq*:

$$Q_t = \frac{2d E S_t}{(1 - \mu^2)} \quad (2.60)$$

dengan

E = modulus elastis tanah yang berada di bawah dasar tiang

μ = angka Poisson tanah yang berada di bawah dasar tiang

Parameter-parameter tanah tersebut dapat diperoleh dari uji triaksial atau uji yang lain.

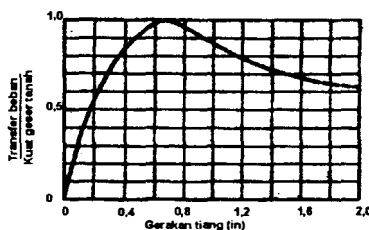
4. Perpindahan S_3 di tengah-tengah segmen di asumsikan (untuk percobaan pertama dicoba $S_3 = S_t$).
5. Dengan menggunakan nilai S_3 , kurva transfer beban/kuat geser tanah terhadap perpindahan tiang digunakan untuk mendapatkan nilai banding yang cocok (contohnya lihat **Gambar 2.43a**).
6. Dari kurva kuat geser terhadap kedalaman, kuat geser tanah pada setiap segmen dapat diperoleh.
7. Hitung transfer beban atau adhesi c_d = faktor adhesi x kuat geser. Beban Q_3 pada puncak segmen 3 dihitung dengan persamaan:

$$Q_3 = Q_t + c_d L_3 A_{s3} \quad (2.61)$$

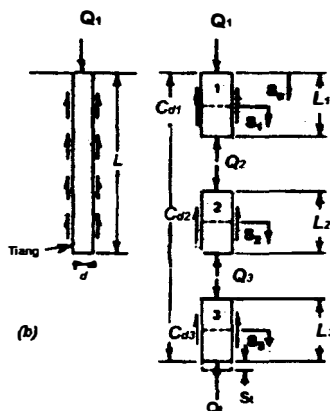
dengan,

L_3 = panjang segmen 3

A_{s3} = keliling tampang rata-rata segmen 3



(a)



(b)

Gambar 2.43 (a) Sifat khusus kurva tegangan geser-perpindahan tiang.

(b) Analisis transfer beban (Coyle dan Reese, 1966).

8. Deformasi elastis di tengah-tengah segmen (dengan menganggap beban pada segmen bervariasi secara linier) dihitung dengan:

$$\Delta S_3' = \left\{ \frac{Q_m + Q_t}{2} \right\} \left\{ \frac{L_3}{2A_3 E_p} \right\} \quad (2.62)$$

Pada persamaan tersebut,

$$Q_m = (Q_3 + Q_t)/2 \quad (2.63)$$

dengan

A_3 = luas segmen 3

E_p = modulus elastis bahan tiang

9. Perpindahan yang baru di tengah-tengah segmen 3, dinyatakan oleh persamaan:

$$S_3' = S_t + \Delta S_3' \quad (2.64)$$

10. S_3' dibandingkan dengan S_3 yang diestimasi pada langkah (4).
11. Jika S_3' hasil hitungan tidak cocok dengan S_3 dalam batas nilai-nilai toleransi, langkah (2) sampai (10) diulang dan gerakan di tengah-tengah tiang yang baru dihitung.
12. Jika konvergensi telah tercapai, dihitung segmen selanjutnya dan seterusnya sampai Q_0 dan perpindahan S_0 pada kepala tiang diperoleh.

Prosedur hitungan diulang dengan menggunakan perpindahan ujung bawah tiang yang berbeda sampai satu seri nilai Q_0 dan S_0 diperoleh. Nilai-nilai ini digunakan untuk menggambarkan kurva beban-penurunan.

(b) Hitungan penurunan kepala tiang

Penurunan kepala tiang yang terletak pada tanah homogen dengan modulus elastis dan angka Poisson yang konstan dapat dihitung dengan persamaan yang disarankan oleh Poulos dan Davis (1980), sebagai berikut:

(b.1) Untuk tiang apung (floating pile)

$$S = \frac{Ql}{E_s d} \quad (2.65)$$

$$l = l_0 R_k R_h R_\mu \quad (2.66)$$

dengan,

S = penurunan kepala tiang

Q = beban yang bekerja

l_0 = faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat (*incompressible*) dalam massa semi tak terhingga (**Gambar 2.44**)

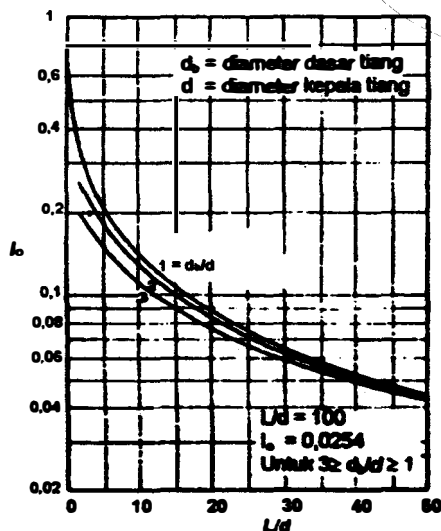
R_k = faktor koreksi kemudah-mampatan (kompresibilitas) tiang untuk $\mu = 0,5$ (**Gambar 2.45**)

R_h = faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (**Gambar 2.46**)

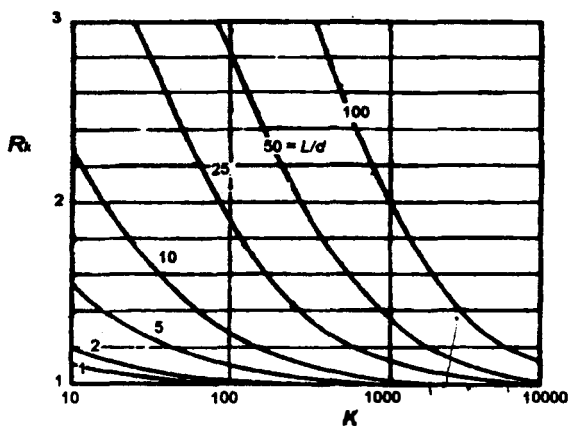
R_μ = faktor koreksi angka Poisson μ (**Gambar 2.47**)

h = kedalaman total lapisan tanah

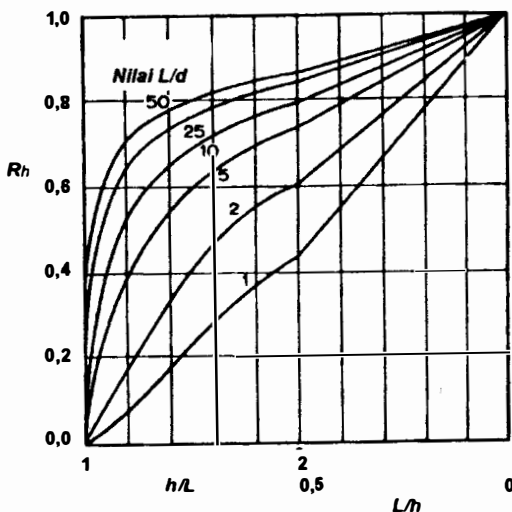
Terlihat pada **Gambar 2.44** bahwa penurunan tiang berkurang jika panjang tiang bertambah.



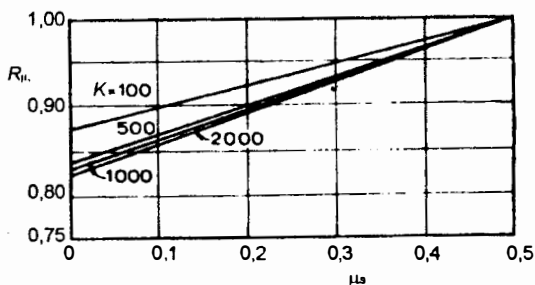
Gambar 2.44 Faktor penurunan I_o (Poulos dan Davis, 1980).



Gambar 2.45 Koreksi kompresi, R_k (Poulos dan Davis, 1980).



Gambar 2.46 Koreksi kedalaman, R_h (Poulos dan Davis, 1980).



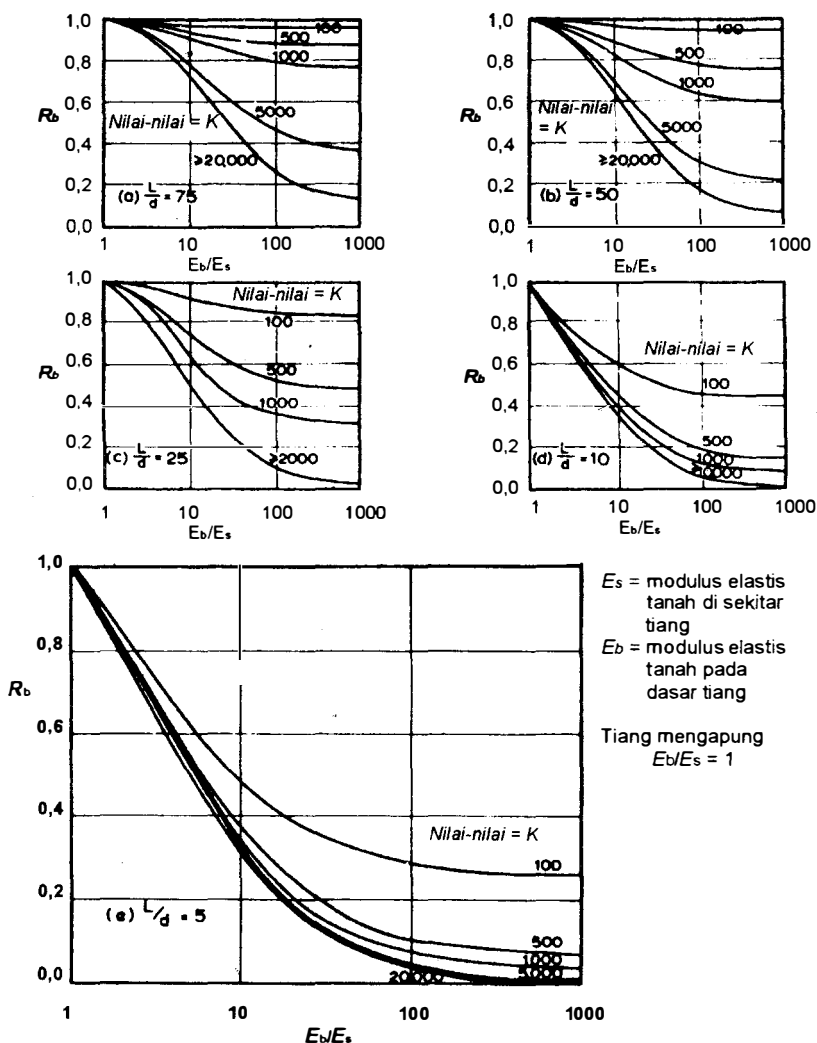
Gambar 2.47 Koreksi angka Poisson, R_{μ} (Poulos dan Davis, 1980).

(b.2) Untuk tiang dukung ujung

$$S = \frac{Ql}{E_s d} \quad (2.67)$$

$$I = I_o R_k R_h R_{\mu} \quad (2.68)$$

Nilai-nilai koefisien dapat diambil dari **Gambar-gambar 2.44 sampai 2.47**, dengan R_h = faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (**Gambar 2.48**).



Gambar 2.48 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_b (Poulos dan Davis, 1980).

Pengaruh kekerasan tanah pendukung di dasar tiang adalah mengurangi penurunan. Pengaruh ini menjadi lebih jelas bila tiang relatif pendek (tiang kaku) terletak pada lapisan pendukung yang keras.

Pada **Gambar 2.45**, **2.47** dan **2.48**, K adalah suatu ukuran kompresibilitas relatif dari tiang dan tanah yang dinyatakan oleh persamaan:

$$K = \frac{E_p R_A}{E_s} = \text{faktor kekakuan tiang}$$

$$R_A = \frac{A_p}{\frac{1}{4}\pi d^2} = \text{rasio area tiang}$$

E_p dan E_s beturut-turut adalah modulus elastis bahan tiang dan tanah, A_p adalah luas penampang tiang. Jika tiang makin kompresibel, maka K semakin kecil.

2.10.2 Penurunan Kelompok Tiang

Pada hitungan fondasi tiang, kapasitas ijin tiang sering lebih didasarkan pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang terutama bergantung pada nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika beban yang didukung per tiang lebih kecil atau sama dengan tahanan ujung tiang, penurunan yang terjadi mungkin sangat kecil. Sebaliknya, bila beban per tiang melebihi tahanan ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan besar.

Jika tiang dipancang ke dalam lapisan pendukung yang relatif keras dan tidak mudah mampat, penurunan yang terjadi adalah akibat pemendekan badan tiangnya sendiri ditambah penurunan tanah yang berada di bawah dasar tiang. Pada keadaan ini, penurunan kelompok tiang akan kurang lebih sama dengan penurunan tiang tunggal.

Problem utama dalam menghitung penurunan kelompok tiang, antara lain:

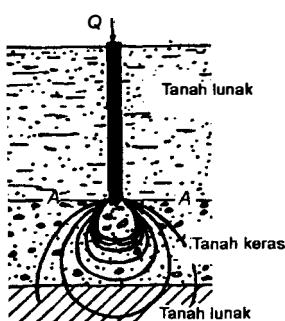
1. Dalam memprediksi besarnya tegangan di dalam tanah akibat beban tiang dan sifat-sifat tanah yang berada di bawah ujung tiang.
2. Dalam menentukan besarnya beban yang didukung oleh masing-masing tiang di dalam kelompoknya dan beban aksial yang terjadi di sepanjang tiang-tiang tersebut, untuk menghitung perpendekan tiang.

Distribusi tekanan fondasi tiang ke tanah di sekitarnya bergantung pada tipe tiang dalam mendukung beban struktur. Berikut ini akan dipelajari distribusi tekanan di sekitar fondasi untuk ke dua tipe tiang, tiang dukung ujung dan tiang gesek.

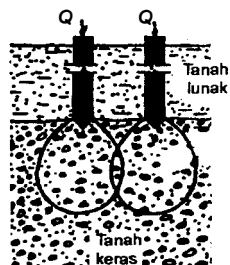
(a) Tiang dukung ujung

Pada tiang dukung ujung, beban struktur didukung sepenuhnya oleh lapisan tanah keras (batu) yang terletak pada dasar atau ujung bawah tiang (**Gambar 2.49a**). Beban struktur dianggap bekerja pada dasar tiang tersebut, karena itu pertimbangan harus diberikan oleh pengaruh lapisan tanah di bawahnya, jika di bawah lapisan keras tersebut terdapat lapisan tanah lunak.

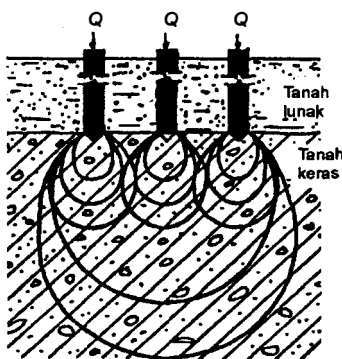
Distribusi tekanan menurut teori Boussinesq di bawah ujung bawah tiang dapat digambarkan seperti pada **Gambar 2.49b**. Pada gambar ini, ditunjukkan dua tiang dukung ujung dengan gelembung tekanan. Intensitas tekanan fondasi tiang pada bagian dalam lebih besar oleh akibat tumpang tindih (*overlapping*) tegangan dari masing-masing tiang. Jika jarak tiang diantara $3-3,5d$ biasanya tumpang tindihnya tegangan yang dapat menyebabkan penurunan lokal ini dapat dihindari. Penggabungan beberapa gelembung tekanan ke dalam satu gelembung tekanan yang besar akibat kelompok tiang diperlihatkan dalam **Gambar 2.49c**. Gambar ini menunjukkan tekanan disebarkan ke luasan lebih bawah, sehingga harus dipertimbangkan kekuatan kelompok tiang dalam mendukung beban strukturnya. Pemisahan gelembung tekanan dapat dilakukan dengan menggunakan tiang miring seperti dicontohkan pada **Gambar 2.49d**. Dalam gambar ini, beban pada lapisan keras disebarkan pada lapisan lunak dengan gelembung tekanan yang terpisah.



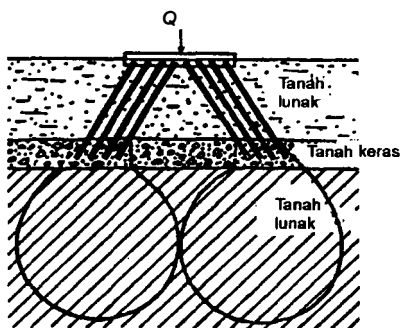
(a) Distribusi tekanan tiang tunggal.



(b) Tumpang tindih tekanan.



(c) Gabungan beberapa gelembung tekanan.



(d) Cara memisahkan gelembung tekanan.

Gambar 2.49 Distribusi tekanan dalam tanah untuk tiang dukung ujung (Chellis, 1961).

(b) Tiang gesek

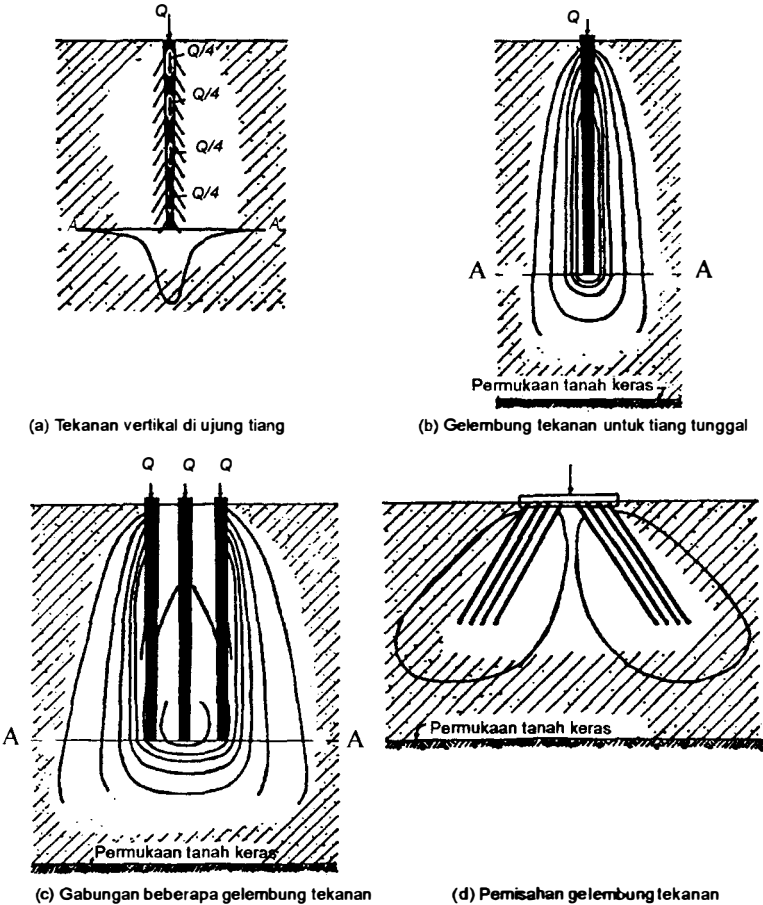
Pada tiang gesek, distribusi tekanan di dalam tanah sangat berbeda antara tiang tunggal dan kelompok tiang. **Gambar 2.50** menunjukkan distribusi tekanan pada tiang yang dibebani dengan beban total Q , yang dihitung dengan teori Boussinesq oleh Morrison (1939). Pada **Gambar 2.50a**, seperempat beban total dianggap bekerja pada setiap potongan dan intensitas tekanan vertikal pada ujung bawah tiang diperlihatkan pada gambar tersebut. Dengan menghitung intensitas tekanan pada setiap bagian pada tiang, dan dengan menggambarkan gelembung tekanan pada setiap titik yang mempunyai tekanan yang sama, maka dapat diperoleh gelembung tekanan seperti pada **Gambar 2.50b**.

Pada kelompok tiang, gelembung tekanan kelompok tiang menjadi saling tumpang tindih dan hasil akhirnya akan seperti dalam **Gambar 2.50c**. Jika tiang-tiang dibebani secara penuh pada masing-masing tiang sebesar Q , maka akan dihasilkan tekanan yang lebih tinggi pada bidang *A-A*. Pada **Gambar 2.50c** tiap-tiang seharusnya mendukung sepertiga beban struktur total, namun tiang yang di tengah akan turun lebih besar, dan juga, kelompok tiang akan turun lebih besar daripada tiang tunggalnya. Akan tetapi, jika penutup kepala tiang (*pile cap*) kaku, beban yang lebih tinggi akan bekerja pada tiang terluar, sehingga mempercepat penurunan.

Maksud penggunaan tiang gesek pada lapisan tanah lunak yang uniform antara lain, adalah untuk mereduksi intensitas tekanan yang bekerja di atas tanah dan menggeser zone tekanan maksimum ke zone lebih ke bawah, sehingga diharapkan dapat menghasilkan penurunan bangunan lebih kecil. Pada beban terbagi rata (q) yang sama, penurunan akan bertambah secara proporsional bila luasan beban bertambah, sedangkan pada tanah-tanah non kohesif (granuler), agak tidak bergantung pada ukuran fondasi. Penurunan pada beban tertentu berkurang bila kedalaman fondasi bertambah. Akan tetapi, penurunan juga bergantung pada nilai banding kedalaman terhadap diameter (atau lebar) luasan fondasi. Sehingga untuk potensi reduksi penurunan yang sama, kedalaman dibanding diameter harus dijaga konstan. Untuk tanah granuler pengaruh tersebut pada penurunan lebih kecil dibandingkan dengan tanah kohesif. Prinsip ini menunjukkan bahwa efektifitas tiang-tiang sangat dipengaruhi oleh rasio panjang terhadap diameter luasan fondasi. Bila luasan fondasi sempit, harus diusahakan agar panjang tiang lebih besar dari lebar fondasi agar tekanan fondasi ke tanah lebih ke bawah.

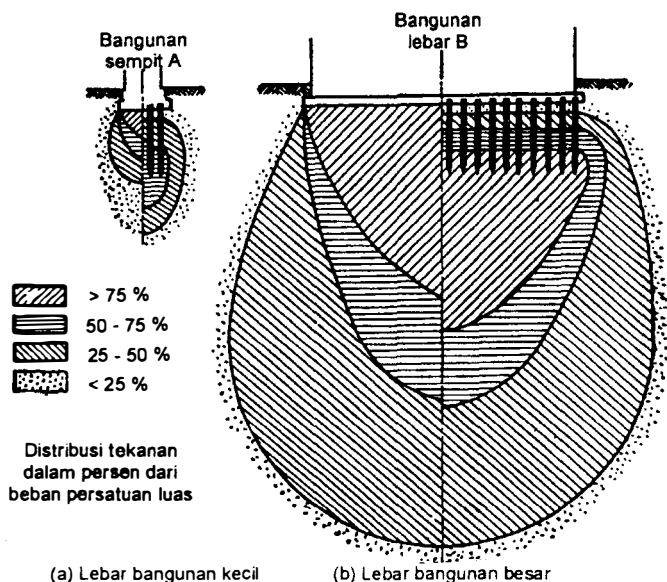
Distribusi tegangan yang terjadi di bawah kelompok tiang bergantung pada lebar luasan kelompok tiang. **Gambar 2.51** menunjukkan kasus perbedaan distribusi tekanan pada kelompok tiang yang sempit dengan

kelompok tiang yang lebar, dengan panjang tiang yang sama. Pada lebar kelompok tiang yang relatif sempit dibandingkan dengan panjang tiang (**Gambar 2.51a**), tiang-tiang efektif dalam memperdalam pengaruh tekanan fondasi ke lapisan tanah yang lebih bawah. Namun pada lebar fondasi sangat lebih lebar daripada panjang tiang (**Gambar 2.51b**), zone tertekan terbawah hampir sama bila bangunan didukung tanpa tiang (fondasi rakit). Dengan demikian kasus pada **Gambar 2.51b**, tiang-tiang kurang berfungsi dalam mengurangi besarnya penurunan akibat beban bangunan, kecuali bila tanah tepat di bawah dasar *pile cap* (pelat penutup kepala tiang) merupakan tanah yang lunak.



Gambar 2.50 Distribusi tekanan dalam tanah untuk tiang gesek (Chellis, 1961).

Dalam kasus tiang tunggal, distribusi tekanan menyebar relatif meluas ke arah luar, sedang pada kasus kelompok tiang pada **Gambar 2.51b** tiang-tiang tidak begitu menyebarkan beban arah ke luar, sehingga pengaruh fondasi tiang ke tanah hampir sama dengan fondasi rakit. Pada kasus yang terakhir ini, kapasitas dukung total fondasi tiang hampir tidak ada kaitannya sama sekali dengan kapasitas dukung tiang tunggalnya.



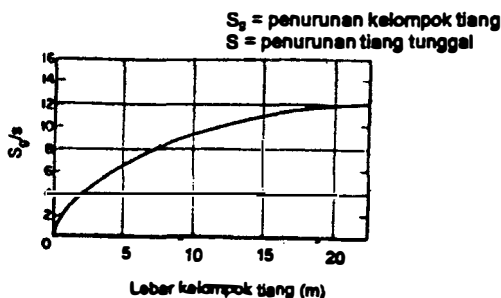
Gambar 2.51 Perbedaan distribusi tekanan pada lebar bangunan sempit dan lebar, dengan panjang tiang yang sama.

(a) Kelompok tiang dalam tanah granuler (non kohesif)

Tanah non kohesif seperti pasir padat merupakan tanah pendukung yang baik sehingga tidak perlu menggunakan fondasi tiang untuk mendukung bangunan. Dalam kasus yang khusus, fondasi tiang dipasang pada tanah pasir yang padat untuk mendukung beban pilar jembatan guna mentransfer beban jembatan ke lapisan tanah bawah yang terbebas dari bahaya gerusan. Pada kondisi ini sering dilakukan pemasangan tiang dengan cara semprotan air bertekanan tinggi.

Dalam tinjauan di bawah ini, pasir dianggap dalam kondisi tidak padat dan di bawah lapisan pasir tersebut tidak terdapat lapisan lunak selain tanah pasirmya sendiri.

Skempton, Yassin dan Gibson (1953), menyarankan hubungan empiris penurunan kelompok tiang dengan lebar kelompok tiang, terhadap penurunan kelompok tiang tunggal (**Gambar 2.52**). Dapat dilihat di dalam gambar tersebut bahwa penurunan bertambah bila lebar kelompok tiang bertambah sampai lebar kelompok tiang sekitar 20 m, dengan anggapan bahwa jarak tiang secara pendekatan sama dalam kelompoknya. Kurva ini dapat diterapkan pada tiang pancang dan tiang bor.



Gambar 2.52 Penurunan kelompok tiang dalam tanah pasir.
(Skempton, dkk., 1953).

Hubungan penurunan antara tiang tunggal dan kelompok tiang sebagai berikut (**Gambar 2.52**):

$$\frac{S_g}{S} = \frac{(4B + 3)^2}{(B + 4)^2} \quad (2.69)$$

S_g = penurunan kelompok tiang (m)

B = lebar kelompok tiang (m)

S = penurunan tiang tunggal pada intensitas beban yang sama (m)

Jika penurunan tiang yang diperoleh dari pengujian tiang tunggal tidak diperoleh, maka penurunan dapat dihitung dengan memperhitungkan penurunan elastis (*penurunan-segera*) tanah yang berada dalam luasan lapisan tertekan (dengan memperhatikan penyebaran beban kelompok tiang). Nilai-nilai modulus elastis secara pendekatan dapat diperoleh dari pengujian-pengujian SPT atau pengujian kerucut statis (sondir), seperti yang telah dipelajari pada **Teknik Fondasi I** (Hary Christady Hardiyatmo, 2002).

Perhatian diberikan bila tiang terletak pada lapisan pasir atau kerikil yang di bawah lapisan tersebut terletak lapisan lempung lunak. Faktor aman

terhadap keruntuhan kapasitas dukung dan penurunan pada lapisan lempung dapat diperhitungkan dengan menganggap penyebaran beban $2V : 1H$ ke permukaan tanah lempung.

Pada tanah pasir asli yang longgar, sesudah tiang selesai dipancang, area yang dikelilingi kelompok tiang akan merupakan inti kolom yang terdiri dari pasir padat yang terletak pada pasir longgar.

(b) Kelompok tiang dalam tanah lempung

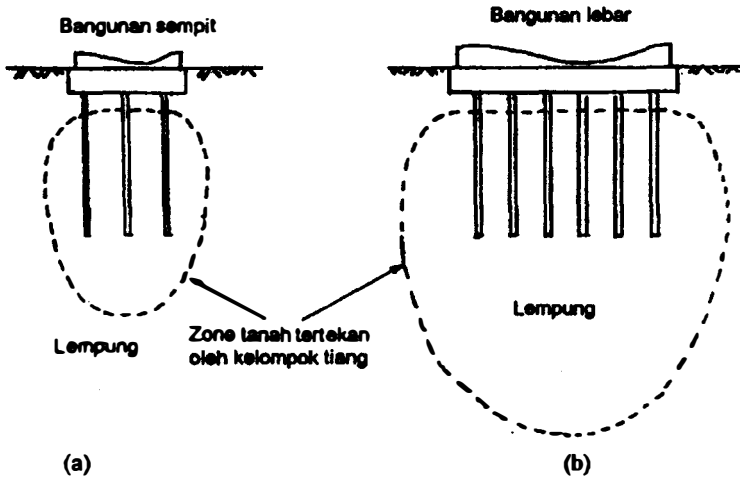
(b.1) Penurunan kelompok tiang apung

Pada kondisi tertentu, tiang kadang-kadang harus dipancang keseluruhannya ke dalam lapisan lunak. Kondisi tiang semacam ini, disebut tiang apung (*floating pile*).

Pengamatan Staniford (1915) pada tiang dengan tipe tiang gesek yang terletak pada tanah lempung berlanau lunak, menunjukkan bahwa pada beban kelompok tiang dan jumlah tiang yang sama, kelompok tiang dengan jarak tiang yang lebih dekat akan menghasilkan penurunan yang lebih besar. Perlu diingat bahwa jika jarak tiang besar, maka akan dibutuhkan pelat penutup kepala tiang (*pile cap*) yang tebal, sehingga tidak ekonomis. Karena itu, agar ekonomis, Terzaghi dan Peck (1948) menyarankan jarak tiang sebaiknya 3,5*d*.

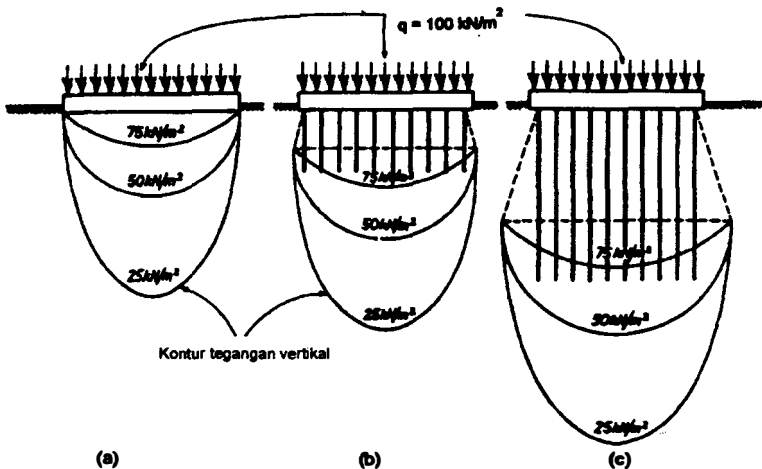
Untuk beban setiap tiang yang telah ditentukan, jika jarak tiang di dalam kelompoknya ditambah, maka intensitas tegangan di dalam tanah dan kedalaman tanah yang tertekan juga bertambah. Perbandingan mengenai hal ini, dapat dilihat pada **Gambar 2.53a** dan **2.53b**. Karena itu, pada beban, panjang dan jarak tiang yang sama, luasan kelompok tiang yang lebih besar, akan menghasilkan penurunan yang lebih besar.

Jika kedalaman tiang beberapa kali lebih besar daripada lebar fondasinya, maka penurunan fondasi akan kecil, terhubung besarnya zone tertekan kecil. Sebaliknya, jika kedalaman tiang lebih kecil daripada lebar area bebannya, sedangkan area beban luas, maka penurunan ultimit yang terjadi mungkin akan lebih besar walaupun bebannya tak begitu besar. Perbandingan penyebaran tambahan tegangan vertikal pada 3 kondisi berbeda diperhitungkan dalam **Gambar 2.54**. Di sini, luas fondasi dan beban terbagi rata pada luasan fondasinya sama. Pada **Gambar 2.54a** dan **2.54b**, yaitu kondisi penyebaran tekanan fondasi rakit di permukaan dan bila dipakai fondasi tiang pendek, terlihat bahwa volume zone tertekan akibat bebannya relatif sama.



Gambar 2.53 Tambahan tekanan vertikal pada tiang gesek pada tanah lempung, pada beban dan panjang tiang yang sama.

- (a) Lebar fondasi kecil dibanding panjang tiang.
- (b) Lebar fondasi besar dibanding panjang tiang.

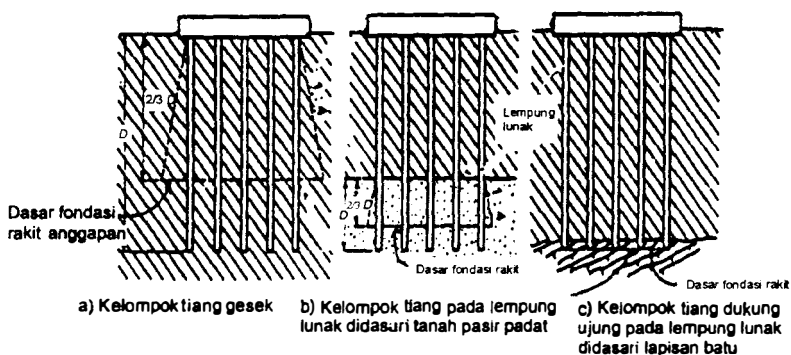


Gambar 2.54 Perbandingan penyebaran tegangan vertikal antara:

- (a) Fondasi rakit di permukaan
- (b) Fondasi tiang pendek
- (c) Fondasi tiang panjang (Tomlinson, 1977).

Dalam praktek, fondasi tiang pendek memberikan penurunan yang lebih besar daripada fondasi rakit yang dangkal, akibat dari *rekonsolidasi* tanah (penggembungan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan). Akan tetapi, pada kebanyakan lempung *terkonsolidasi normal* (*normally consolidated*), kuat geser tanah bertambah dan kemudahmampatannya berkurang bila kedalaman tanah bertambah. Karena itu, jika kelompok tiang dipasang lebih dalam pada tanah lempung *terkonsolidasi normal* yang kuat gesernya bertambah dan kemudahmampatannya berkurang bila kedalamannya bertambah, maka penurunan struktur yang terjadi akan lebih kecil (**Gambar 2.54c**).

Jika struktur dilengkapi dengan ruang bawah tanah (*bassement*), beban yang mengakibatkan konsolidasi sama dengan selisih antara beban efektif bangunan dan berat efektif tanah yang tergal untuk membentuk ruang bawah tanahnya.



Gambar 2.55 Transfer beban dari kelompok tiang ke tanah distribusi beban tiang anggapan dalam menghitung penurunan (Tomlinson, 1963).

Dari penelitian, Terzaghi dan Peck (1948) melaporkan bahwa di bagian $\frac{2}{3}$ panjang tiang bagian atas kadar air tanah lempung tidak berubah oleh akibat beban strukturnya. Sedang di bagian bawahnya, kadar air berubah oleh adanya konsolidasi. Karena itu, dapat dianggap bahwa tanah di bagian $\frac{2}{3}$ panjang tiang tersebut sebagai material yang tidak mudah mampat. Dari pengamatan ini, maka penyebaran beban fondasi tiang pada tipe tiang gesek dianggap berawal dari $\frac{2}{3}$ panjang tiang.

Dalam menghitung penurunan konsolidasi kelompok tiang dalam tanah lempung, biasanya digunakan data uji tanah di laboratorium. Untuk tiang gesek, di mana beban bangunan didukung sepenuhnya oleh perlawanan gesekan antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya, cara yang digunakan biasanya menganggap bahwa kelompok tiang gesek berkelakuan seperti

fondasi rakit yang luasnya sama dengan luas kelompok tiang ditambah lebar yang diberikan oleh kemiringan penyebaran beban $1H : 4V$. Dasar dari fondasi rakit anggapan ini, sama dengan $(2/3)D$ (**Gambar 2.55a**). Untuk kelompok tiang di dalam tanah lempung lunak yang berada diatas pasir padat, dasar fondasi rakit anggapan terletak pada $(2/3)D$ (Tomlinson, 1963) (D = panjang tiang yang berada dalam tanah pasir) (lihat **Gambar 2.55b**)

(b.2) Penurunan kelompok tiang dukung ujung

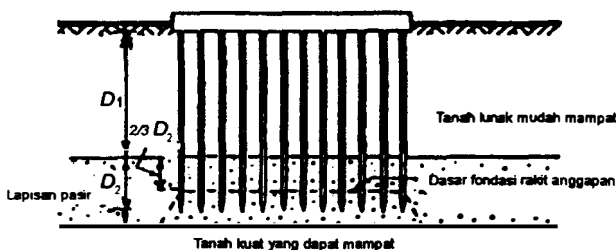
Bila beban bangunan seluruhnya didukung tiang oleh tahanan ujungnya (tiang dukung ujung), maka penurunan dihitung dengan menganggap dasar kelompok tiang sebagai fondasi rakit, dengan luas dasar yang sama dengan luas kelompok tiang (**Gambar 2.55c**).

(b.3) Kelompok tiang terletak pada lapisan lempung lunak di atas lapisan kuat dengan tebal terbatas.

Dalam kasus ini, lapisan tanah terdiri dari 3 bagian (**Gambar 2.56**). Bagian atas, adalah lapisan lempung lunak, bagian ke dua adalah lapisan tanah kuat yang dapat berupa pasir, dan bagian terakhir, atau bagian yang terbawah, adalah lapisan lempung yang lebih kuat dari lempung bagian atas namun masih memungkinkan adanya penurunan konsolidasi.

Bila tiang dipancang dalam lapisan lunak yang didasari oleh lapisan tanah pasir, penurunan konsolidasi akibat beban kelompok tiang dihitung dengan menganggap bahwa kelompok tiang berkelakuan seperti fondasi rakit yang dasarnya terletak pada kedalaman $D_1 + (2/3)D_2$. Sedang penyebaran beban ke lapisan lempung di bawahnya digunakan cara $2V : 1H$.

Bila tiang dipasang hanya mencapai lapisan pertama, yaitu menggantung pada lapisan lempung lunak yang berada di atas, maka dasar fondasi rakit yang diasumsikan dapat dianggap berada pada kedalaman $(2/3)D_1$. Prosedur tersebut dapat digunakan untuk tiang pancang dan tiang bor.



Gambar 2.56 Kelompok tiang dalam lapisan lempung lunak diatas lapisan kuat yang tipis (Tomlinson, 1963).

(b.4) Kelompok tiang dalam tanah timbunan

Dalam hal ini, tiang pancang atau tiang bor dipasang dalam tanah timbunan, di bawah tanah timbunan tersebut, tanah mungkin berupa tanah yang tidak mudah mampat atau mudah mampat (Tomlison, 1963). Untuk kondisi pertama (**Gambar 2.57a**), yaitu tanah di bawah timbunan tidak mudah mampat, berat tanah timbunan akan merupakan tambahan beban bagi kelompok tiangnya. Jadi, beban total pada dasar kelompok tiang akan sebesar:

$$\dot{Q} = Q_i' + LB\gamma_1 D_1 \quad (2.70)$$

dengan

\dot{Q} = beban total kelompok tiang (kN)

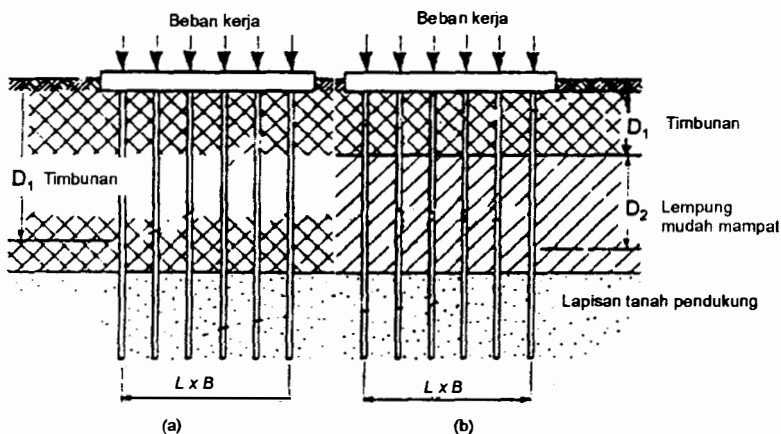
Q_i' = beban kelompok tiang akibat beban struktur (kN)

L = panjang luasan kelompok tiang (m)

B = lebar luasan kelompok tiang (m)

γ_1 = berat volume tanah timbunan (kN/m³)

D_1 = tebal timbunan (m)



Gambar 2.57 Kelompok tiang dalam tanah timbunan (Tomlinson, 1963).

Kondisi kedua, tanah timbunan diletakkan di atas tanah lempung lunak dan tiang dipancang hingga mencapai tanah keras yang terletak di bawah lapisan tanah lempung tersebut (**Gambar 2.57b**). Beban total pada dasar kelompok tiang dinyatakan oleh persamaan:

$$\dot{Q} = Q_i' + LB(\gamma_1 D_1 + \gamma_2 D_2) \quad (2.71)$$

dengan

γ_2 = berat volume tanah lempung lunak

D_2 = tebal lapisan lempung lunak

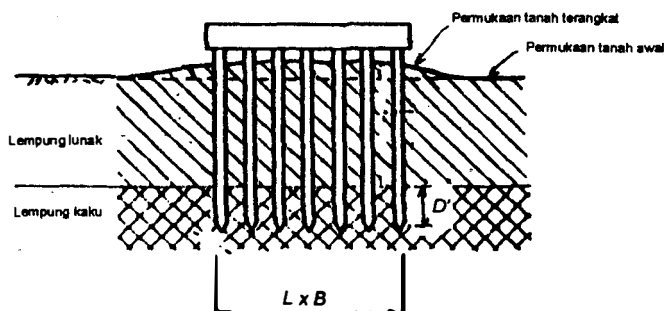
Sedang notasi-notasi yang lain, sama seperti pada **Persamaan (2.70)**.

Berat tanah lempung lunak harus ditambahkan ke beban total kelompok tiang, karena akibat peletakan tanah timbunan, tanah lunak tersebut akan mengalami konsolidasi yang mengakibatkan timbulnya gaya tarik ke bawah pada tiang (*gesek dinding negatif*), sehingga menambah beban masing-masing tiang. Tetapi, beban total kelompok tiang tidak akan melampaui tahanan gesek dinding ultimit dari bagian tiang yang terletak dalam lapisan timbunan dan lapisan lempung lunak.

(b.5) Kelompok tiang dalam tanah lempung dan lanau yang terletak di atas lempung kaku

Dalam **Gambar 2.58** dicontohkan oleh Tomlinson (1963) suatu kasus di mana tiang pancang dipasang dalam tanah lempung dan lanau yang terletak di atas lempung kaku, dengan jarak tiang yang pendek sehingga keruntuhan yang terjadi merupakan keruntuhan blok. Karena jarak antara tiang-tiang yang dekat, selama pemancangan, tanah lempung lunak yang terletak diantara kelompok tiang akan terangkat ke atas. Dengan berjalannya waktu, karena terjadi rekonsolidasi tanah, beban tanah yang terangkat yang kemudian turun kembali menambah beban ujung bawah tiang yang terletak pada lapisan lempung kaku. Di sini, tambahan beban akibat berat tanah lempung yang terkandung dalam kelompok tiang, ditransfer oleh tiang ke tanah lempung kaku di bawahnya. Jadi, lapisan tanah lempung lunak di bagian ini tidak menyokong tambahan kapasitas tiang. Beban tanah yang menyebabkan tarikan ke bawah dibagikan ke masing-masing tiang dalam kelompok, dengan demikian akan merupakan tambahan beban struktur yang harus didukung oleh masing-masing tiang. Jumlah kedua beban harus tidak melampaui kapasitas ultimit tiang tunggal yang ditentukan dari hitungan kapasitas dukung tiang ataupun yang diperoleh pengujian beban secara langsung.

Gaya tarik ke bawah tiang tunggal dalam kelompok tiang sebagai akibat dari konsolidasi tanah di sekitar tiang, tidak akan lebih besar dari gaya ke bawah akibat adhesi pada dinding tiang (yaitu luas selimut tiang yang melekat pada tanah lempung lunak, dikalikan dengan adhesi oleh lempung lunak ke dinding tiang).



Gambar 2.58 Kelompok tiang dalam tanah lempung lunak yang terletak di atas lempung kaku (Tomlinson, 1963).

Faktor aman dari keseluruhan kelompok tiang akibat beban struktur ditambah berat lempung lunak yang terkonsolidasi juga harus dihitung. Pada kondisi tersebut, kapasitas kelompok tiang dapat dinyatakan oleh persamaan:

$$Q_g = 2D(B + L) \bar{c} + cN_c BL \quad (2.72)$$

dengan,

D = kedalaman tiang yang berada dalam lapisan lempung kaku (m)

B = lebar kelompok tiang (m)

L = panjang luasan kelompok tiang (m)

\bar{c} = kohesi rata-rata tanah lempung kaku (kN/m^2)

c = kohesi tanah lempung kaku (kN/m^2)

N_c = faktor kapasitas dukung

Untuk menghitung faktor aman, Tomlinson (1963) menyarankan prosedur sebagai berikut:

- (1) Hitung kapasitas tiang tunggal atau kapasitas kelompok tiang, abaikan sokongan kapasitas tiang akibat gesekan tiang dengan tanah pada lapisan lempung lunak.
- (2) Faktor aman (F) tiang tunggal dinyatakan oleh persamaan:

$$F = \frac{Q_u}{Q + Q_{neg}} \quad (2.73a)$$

Faktor aman yang diperoleh dari **Persamaan (2.73a)** dapat lebih rendah dari persamaan berikut:

$$F = \frac{Q_u}{Q} \quad (2.73b)$$

(3) Faktor aman (F) kelompok tiang dapat dinyatakan oleh persamaan:

$$F = \frac{Q_g}{Q' + Q'_{neg}} \quad (2.73c)$$

Secara sama, faktor aman yang diperoleh dari **Persamaan (2.73c)** nilainya dapat lebih rendah daripada:

$$F = \frac{Q_g}{Q'} \quad (2.73d)$$

dengan,

Q_u = kapasitas ultimit tiang tunggal

Q = beban pada masing-masing tiang akibat beban struktur

Q_{neg} = gaya tarik ke bawah akibat konsolidasi lempung lunak untuk tiang tunggal

Q' = beban kelompok tiang akibat beban struktur

Q'_{neg} = gaya tarik ke bawah akibat konsolidasi lempung lunak untuk kelompok tiang

Q_g = kapasitas ultimit kelompok tiang

Contoh soal 2.15:

Kelompok tiang beton 9 x 9 disusun pada jarak 1,20 m satu sama lain. Tiang bujur sangkar lebar 0,4 m. Tiang dipancang sampai menembus lapisan lempung lunak setebal 9 m pada bagian atas dan dasarnya terletak pada lempung kaku. Data kohesi untuk setiap kedalaman ditunjukkan pada **Gambar C2.9**, sedang sudut gesek dalam tanah (ϕ) kedua lapisan dapat dianggap nol. Muka air tanah dianggap terletak di permukaan tanah. Berat volume beton = 25 kN/m³. Hitunglah faktor aman apabila dianggap tiang-tiang sebagai tiang tunggal dan kelompok tiang. Diketahui beban total akibat berat bangunan $Q = 18000$ kN.

Penyelesaian:

Kohesi rata-rata pada masing-masing lapisan:

$$\begin{aligned} \text{- lempung lunak: } c &= (1/6)(24 + 20 + 20 + 24 + 28 + 30) \\ &= 24,33 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

-lempung kaku (kohesi rata-rata di bagian bawah dasar kelompok tiang):

$$\begin{aligned} c_b &= (1/8)(90 + 98 + 100 + 115 + 130 + 135) \\ &= 111,63 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Ukuran kelompok tiang : $B = L = 8 \times 1,20 + 2 \times 0,2 = 10\text{m}$

(1) Faktor aman terhadap kemungkinan terjadinya keruntuhan blok

Kapasitas kelompok tiang dengan $D = 2\text{ m}$; $B = L = 10\text{m}$ (Persamaan 2.72), dengan kohesi rata-rata pada bagian lapisan lempung kaku:

$$c_1 = (1/3)(30 + 90 + 98) = 72,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_g &= 2 D (B + L) c_1 + c_b N_c B L \\ &= 2 \times 2 \times (10 + 10) \times 72,7 + 111,63 \times 9 \times 10 \times 10 \\ &= 106280,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya-gaya yang harus didukung kelompok tiang (dianggap $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$):

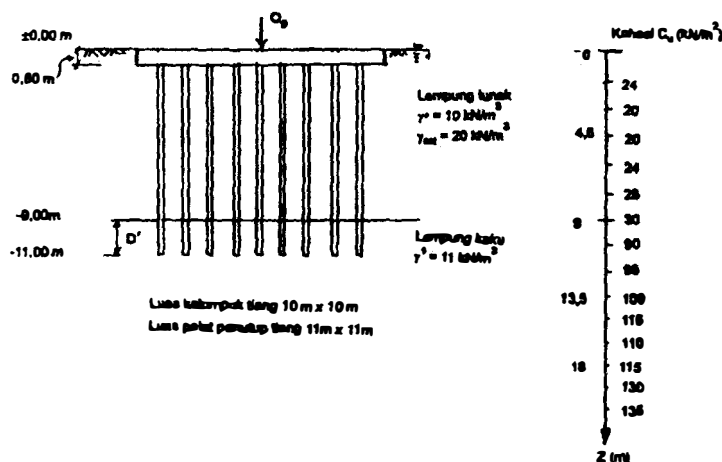
$$\begin{aligned} \text{Berat pelat penutup tiang (pile cap)} &= 0,8 \times 11 \times 11 \times (25 - 10) \\ &= 1452 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tanah yang dipindahkan pelat penutup tiang:} &= 0,8 \times 11 \times 11 \times (20 - 10) \\ &= 968 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban neto kelompok tiang} &= (18000 + 1452 - 968) \\ &= 18484 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat efektif tanah lempung lunak yang terkurung oleh kelompok tiang:

$$10 \times 10 \times [(9 - 0,8) \times 10] = 8200 \text{ kN}$$



Gambar C2.9.

Berat efektif tanah lempung lunak yang dipindahkan tiang-tiang:

$$81 \times 0,4^2 \times [(9 - 0,8) \times 10] = 1062,72 \text{ kN}$$

Berat kelompok tiang efektif dalam lempung lunak:

$$81 \times \{ 0,4^2 \times (9 - 0,8) \} \times (25 - 10) = 1594 \text{ kN}$$

Beban tarik ke bawah neto akibat konsolidasi tanah:

$$8200 + 1594 - 1062,72 = 8731,3 \text{ kN}$$

Tarikan ke bawah tersebut tidak akan melampaui (Tomlinson, 1963):

$$= 18484 + 81 \times \{(9 - 0,8) \times 4 \times 0,4\} 49 \times 0,25 = 31502,32 \text{ kN ditambah berat tiang-tiang}.$$

Dalam hitungan yang terakhir ini, p_o' rata-rata = $\frac{1}{2} (0,8 \times 10 + 9 \times 10) = 49 \text{ kN/m}^2$ dan $K_d \text{ tg } \phi_d'$ diambil 0,25 (lempung lunak).

$$\text{Beban total fondasi tiang} = 18484 + 8731,3 = 27215,3 \text{ kN}$$

Faktor aman kelompok tiang bila dianggap terjadi keruntuhan blok:

$$F = \frac{106280,33}{27215,3} = 3,9 \text{ (OK!)}$$

(2) *Faktor aman terhadap kapasitas tiang tunggal*

$$\begin{aligned} \text{Beban neto pada tiap-tiap tiang} &= (1/81)(18484) \\ &= 228,18 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban per tiang yang harus didukung bagian yang terdapat dalam lapisan lempung kaku = $27215,3/81 = 336 \text{ kN} = Q$

Kohesi rata-rata bagian tiang yang terletak pada lempung kaku

$$= \frac{1}{3} (30 + 90 + 98) = 72,67 \text{ kN/m}^2$$

Dari **Gambar 2.20**, faktor adhesi $a_d = 0,33$

Tahanan gesek ultimit tiap tiang:

$$Q_s = a_d c_u A_s = 0,33 \times 72,67 \times 2 \times 4 \times 0,4 = 76,74 \text{ kN}$$

Tahanan ujung ultimit tiap tiang :

$$Q_b = c N_c A_b = 111,63 \times 9 \times 0,4^2 = 160,75 \text{ kN}$$

$$F = \frac{Q_s + Q_b}{Q} = \frac{76,74 + 160,75}{336} = 0,70 \text{ (tidak memenuhi)}$$

Contoh soal 2.16:

Kelompok tiang 10 x 7, disusun dengan area kelompok tiang 9,15 m x 5,85 m. Panjang tiang 12,4 m dan ujung atas tiang terletak di permukaan. Beban kelompok tiang $Q_g = 2800$ kN. Tiang berdiameter 0,40 m dipancang ke dalam tanah lempung yang didasari oleh lapisan tanah sangat keras. Kondisi lapisan tanah adalah sebagai berikut:

Kedalaman 0 - 13,3 m : lempung; $\gamma_{\text{sat}} = 2 \text{ t/m}^3$, $m_v = 0,06 \text{ m}^2/\text{MN}$

$$E_u = 39 \text{ MN/m}^2, \mu = 0,5$$

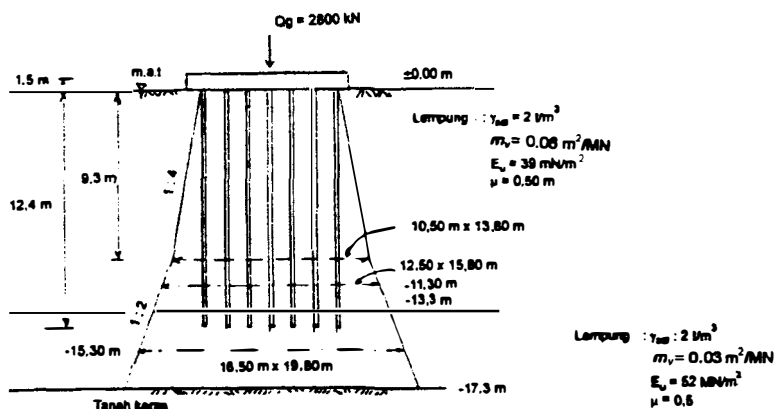
13,3 - 17,30 m : lempung; $\gamma_{\text{sat}} = 2 \text{ t/m}^3$, $m_v = 0,03 \text{ m}^2/\text{MN}$

$$E_u = 52 \text{ MN/m}^2, \mu = 0,5$$

> 17,30 m : tanah sangat keras.

Muka air tanah di permukaan. Hitung penurunan total kelompok tiang.

Penyelesaian:



Gambar C2.10.

Jarak tiang-tiang 1,01 dan 0,98 m.

Pada kedalaman dasar fondasi rakit ekuivalen $= (2/3) \times 12,4 = 9,3$ m, dengan penyebaran beban $4V : 1H$. Sedang pada kedalaman selanjutnya, beban tiang disebarkan menurut penyebaran beban $2V : 1H$ (seperti halnya penyebaran beban anggapan untuk pembebanan pada fondasi dangkal).

Dimensi dasar fondasi rakit ekivalen $B = 5,85 + (1/4 \times 9,3 \times 2) = 10,50 \text{ m}$

$$L = 9,15 + (1/4 \times 9,3 \times 2) = 13,80 \text{ m}$$

Tekanan netto pada dasar fondasi rakit: $q_p = \frac{2800}{10,5 \times 13,80} = 193,2 \text{ kN/m}^2$

Dalam menghitung dimensi dasar fondasi rakit ekivalen, sering pula dilakukan dengan mengabaikan penyebaran $4V : 1H$, bila bagian ini terdiri dari lempung lunak. Sehingga dimensi fondasi rakit ekivalen pada kedalaman $2/3$ panjang tiang sama dengan dimensi kelompok tiang.

(1) Hitungan penurunan segera

Karena lempung pada kondisi jenuh ($\mu = 0,5$), maka dalam hitungan penurunan segera dapat dipakai cara Janbu.

Lapisan (1):

$H/B = 4/10,5 = 0,38$; $L/B = 13,8/10,5 = 1,3$; dari **Gambar 4.16** (lihat **T.Fondasi I**), diperoleh $\mu_1 = 0,25$

$D/B = 9,3/10,5 = 0,9$; $L/B = 1,3$; dari **Gambar 4.16**, diperoleh $\mu_0 = 0,77$

$$S_i = \frac{\mu_1 \mu_2 q_n B}{E_u} = \frac{0,25 \times 0,77 \times 193,2 \times 10,5}{39 \times 1000} = 0,01 \text{ m}$$

Lapisan (2):

Dianggap lapisan 1 dan 2 mempunyai $E_u = 52 \text{ MN/m}^2$ dan $H = 4 + 4 = 8 \text{ m}$.

$$H/B = 8/10,5 = 0,76$$
; $L/B = 13,8/10,5 = 1,3$;

dari **Gambar 4.16**, diperoleh $\mu_1 = 0,4$. Dengan $D/B = 9,3/10,5 = 0,9$; $L/B = 1,3$; dari **Gambar 4.16**, diperoleh $\mu_0 = 0,77$

$$S_i = \frac{\mu_1 \mu_2 q_n B}{E_u} = \frac{0,4 \times 0,77 \times 193,2 \times 10,5}{52 \times 1000} = 0,012 \text{ m}$$

Bila lapisan (1) dianggap didasari oleh lapisan keras dengan $E_u = 52 \text{ MN/m}^2$

$H/B = 4/10,5 = 0,38$; $L/B = 13,8/10,5 = 1,3$; dari **Gambar 4.16**, diperoleh $\mu_1 = 0,25$

$D/B = 9,3/10,5 = 0,9$; $L/B = 1,3$; dari **Gambar 4.16**, diperoleh $\mu_0 = 0,77$

$$S_i = \frac{\mu_1 \mu_2 q_p B}{E_u} = \frac{0,25 \times 0,77 \times 193,2 \times 10,5}{52 \times 1000} = 0,008 \text{ m}$$

Penurunan segera lapisan (1) dan (2) =

$$S_i = 0,01 + 0,012 - 0,008 = 0,014 \text{ m} = 14 \text{ mm}$$

(2) Hitungan penurunan konsolidasi

Hitungan penurunan konsolidasi dilakukan pada **Tabel C2.5**

Tabel C2.5

Lapisan	Kedalaman (m)	H (m)	Δp (kN/m ²)	m_v (m ² /kN)	$S_{c(oed)}$ (m)
1	11,3	4	141,8	0,00006	0,034
2	15,3	4	85,71	0,00003	0,010
$S_c(oed) =$					0,044 m

Hitungan pada **Tabel C2.5** dilakukan dengan cara sebagai berikut:

Misalnya untuk lapisan 1:

$$\Delta \sigma_z = \Delta p = \frac{28000}{(10,5 + 2)(13,8 + 2)} = 141,8 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{c(oed)} = \Delta p m_v H = 141,8 \times 0,00006 \times 4 = 0,034 \text{ m}$$

Dengan memperhatikan koreksi penurunan konsolidasi untuk tanah lempung *overconsolidated* $\beta = 0,7$ (**Tabel 4.5, T Fondasi I**), diperoleh,

$$S_c = 0,7 \times 0,044 = 0,031 \text{ m} = 31 \text{ mm}$$

Jadi, penurunan total kelompok tiang:

$$S = S_i + S_c = 14 + 31 = 45 \text{ mm}$$

Catatan:

Jika kedalaman tanah yang mudah mampat sangat dalam, Tomlinson (1963) menyarankan untuk menghitung penurunan fondasi sampai kedalaman di mana tekanan vertikal kira-kira 0,1 kali tekanan yang bekerja di permukaan tanah.

Contoh soal 2.17:

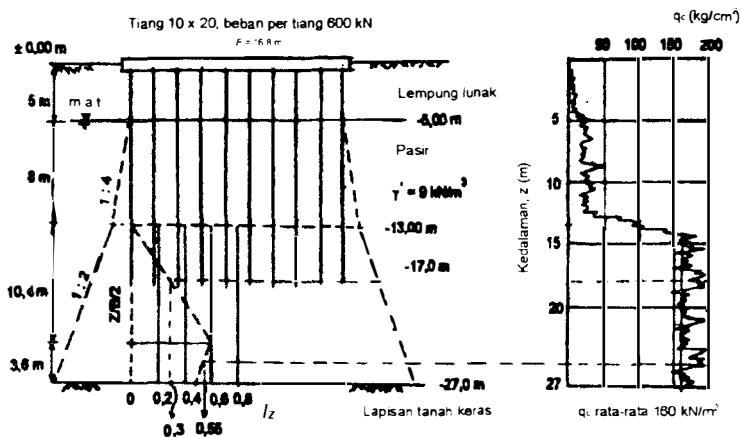
Kelompok tiang 200 buah disusun dalam deretan 10 x 20 dengan jarak masing-masing tiang 1,2 m (arah 20) dan 1,87 m (arah 10). Beban per tiang

600 kN. Tanah terdiri dari lapisan lempung setebal 5 m pada bagian atas, lapisan pasir setebal 22 m dan lapisan batu. Lempung lunak mempunyai $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ dan pasir $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$. Muka air tanah terletak pada permukaan lapisan pasir (pada kedalaman 5 m). Data uji kerucut statis (sondir) menunjukkan variasi nilai q_c dengan kedalaman seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar C2.11**. Bila dasar tiang pada kedalaman 17 m dari permukaan tanah, hitung penurunan akibat beban kelompok tiang (a) dengan cara De Beer dan Marten dan (b) cara Schmertmann.

Penyelesaian:

Panjang kelompok tiang = $19 \times 1,2 = 22,8 \text{ m}$, lebar = $9 \times 1,87 = 16,8 \text{ m}$

Karena beban tiang yang ditransfer ke lapisan lempung lunak sangat kecil, maka distribusi beban dibuat seperti pada **Gambar C2.11**. Kedalaman dasar fondasi rakit ekuivalen dari dasar lapisan lempung = $2/3 \times 12 = 8 \text{ m}$.



Gambar C2.11.

Area pembebanan kelompok tiang yang diperhitungkan,

panjang = $22,8 + (2 \times 8 \times 1/4) = 26,8 \text{ m}$

lebar = $16,8 + (2 \times 8 \times 1/4) = 20,8 \text{ m}$

Tekanan pada dasar fondasi rakit = $\frac{200 \times 600}{26,8 \times 20,8} = 215,27 \text{ kN/m}^2$

(a) *Hitungan penurunan-segera dengan cara De Beer dan Marten*

Tekanan tanah vertikal pada kedalaman 20 m (tengah-tengah lapisan pasir yang mampat yang terletak di bawah dasar fondasi rakit ekivalen):

$$p_o' = 5 \times 20 + 15 \times 9 = 235 \text{ kN/m}^2$$

$$C = 1,5 \frac{q_c}{p_o'} = 1,5 \times \frac{160 \times 98,1}{235} = 100,2$$

Hitungan tambahan tegangan rata-rata pada lapisan lempung dihitung dengan menganggap penyebaran beban $2V : 1H$. Tebal lapisan mampat $H = 14$ m.

$$\Delta p = \frac{215,27 \times (26,8 \times 20,8)}{(20,8 + 7)(26,8 + 7)} = 127,71 \text{ kN/m}^2$$

Penurunan segera menurut De Beer dan Marteen:

$$S_i = \frac{H}{C} \ln \frac{p_o' + \Delta p}{p_o'}$$

$$S_i = \frac{14}{100,2} \ln \frac{235 + 127,71}{235} = 0,06 \text{ m} = 60 \text{ mm}$$

(b) *Hitungan penurunan segera dengan cara Schmertmann*

Penurunan segera akan dihitung untuk periode waktu $t = 25$ tahun. Lapisan tanah mampat di bawah dasar fondasi rakit ekivalen dibagi 2, dengan tebal 10,4 m dan $(14 - 10,4) = 3,6$ m. Di bawah dasar fondasi rakit, digambarkan diagram $2B - 0,6$. Dari **Gambar C2.11**, diperoleh $I_{z(1)} = 0,30$ dan $I_{z(2)} = 0,55$. Modulus elastis tanah dihitung dengan memperhatikan nilai q_c dan kepadatan tanah pasir. Untuk pasir kepadatan sedang, maka:

$$E = n q_c = 3,5 \times q_c = 3,5 \times 160 = 560 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan *overburden* efektif di dasar fondasi rakit ekivalen:

$$p_o' = 5 \times 20 + 8 \times 9 = 172 \text{ kN/m}^2$$

Faktor koreksi kedalaman:

$$C_1 = 1 - 0,5 \times \frac{p_o'}{\Delta p} = 1 - 0,5 \times \frac{172}{215,27} = 0,6$$

Faktor koreksi pengaruh rangkai (*creep*):

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \frac{t}{0,1} = 1 + 0,2 \log \frac{25}{0,1} = 1,48$$

$$S_i = C_1 C_2 \Delta p \sum_0^{2B} \frac{I_z}{E} \Delta z$$

Lapisan (1):

$$S_{i(1)} = 0,6 \times 1,48 \times 215,27 \times \frac{0,3}{560 \times 98,1} \times 10,4 \times 1000 = 10,43 \text{ mm}$$

Lapisan (2):

$$S_{i(2)} = 0,6 \times 1,48 \times 215,27 \times \frac{0,55}{560 \times 98,1} \times 3,6 \times 1000 = 6,9 \text{ mm}$$

Penurunan segera dengan cara *Schmertmann*

$$S_i = 10,43 + 6,9 = 17,33 \text{ mm}$$

Catatan:

Sehubungan dengan hitungan modulus elatis atau modulus deformasi tanah yang didasarkan pada nilai tahanan kerucut statis q_c , *Schmertmann* menyarankan persamaan sebagai berikut:

$$E = n \times q_c$$

dengan n adalah konstanta yang bergantung jenis tanahnya.

Untuk lanau, lanau berpasir, lanau berpasir sedikit kohesif $n = 2$.

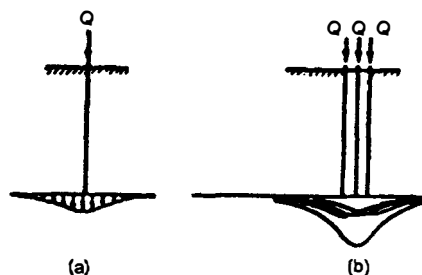
Untuk pasir halus sampai medium yang bersih, lanau agak berpasir $n = 3,5$.

Untuk pasir kasar dan pasir sedikit berkerikil $n = 5$.

Untuk pasir berkerikil dan kerikil $n = 6$.

2.11 Jarak Tiang-tiang

Umumnya, tiang-tiang jarang dipasang pada kedudukan yang benar-benar lurus dan tepat pada titik lokasi yang telah ditentukan. Meskipun tiang dipasang pada titik yang benar-benar tepat, kadang-kadang masih terdapat momen lentur kolom yang harus ditahan oleh kepala tiang. Karena itu, disarankan agar paling sedikit menggunakan tiga tiang untuk fondasi kolom utama dan dua tiang untuk fondasi dinding memanjang.



Gambar 2.59 Distribusi tekanan pada tanah di bawah tiang.

Jika sebuah tiang (tiang dukung ujung) dibebani dengan beban Q , tanah di bawah dasar tiang menjadi tertekan dengan diagram tekanan seperti yang terlihat pada **Gambar 2.59a**. Kalau jumlah tiang tidak hanya satu dan disusun pada jarak tertentu, maka zone tanah tertekan menjadi tumpang tindih. Pada kondisi ini, tekanan total pada titik tertentu akan sama dengan jumlah tekanan yang diakibatkan oleh masing-masing tiang (**Gambar 2.59b**), yang besarnya dapat beberapa kali lebih besar dari tekanan akibat tiang tunggal. Kondisi demikian dapat pula terjadi pada kelompok tiang pada tipe tiang gesek. Kecuali, jika tiang-tiang dipancang pada jarak yang besar. Namun jarak tiang yang terlalu besar menyebabkan biaya pembuatan pelat penutup tiang (*pile cap*) menjadi tidak ekonomis. **Tabel 2.13**. memberikan jarak tiang minimum yang dibutuhkan untuk menekan biaya pembuatan pelat penutup tiang (*pile cap*) yang disarankan oleh Teng (1962).

Tabel 2.13 Jarak tiang minimum (Teng, 1962)

Fungsi tiang	Jarak as-as tiang minimum
Tiang dukung ujung dalam tanah keras	$2 - 2,5d$, atau 75 cm
Tiang dukung ujung pada batuan keras	$2d$, atau 60 cm
Tiang gesek	$3 - 5d$, atau 75 cm

Pada jenis-jenis tanah tertentu, seperti tanah pasir padat, tanah plastis, lanau jenuh dan lain-lainnya, jarak tiang yang terlalu dekat menyebabkan bahaya gerakan tanah secara lateral dan pengembangan tanah. Sedang pada pasir tidak padat, jarak yang terlalu dekat lebih disukai karena pemancangan dapat memadatkan tanah di sekitar tiang. Jarak tiang yang dekat dapat mengurangi pengaruh gesek dinding negatif.

2.12 Perancangan Pelat Penutup Tiang (*Pile Cap*)

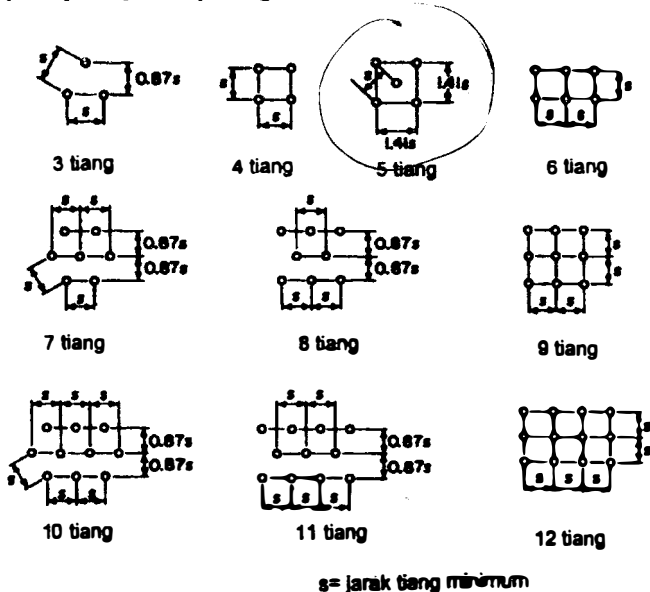
Bila kondisi memungkinkan, guna menanggulangi tegangan pada pelat penutup tiang yang terlalu besar, tiang-tiang sebaiknya dipasang dengan bentuk geometri yang tersusun baik. Contoh bentuk geometri yang baik, ditunjukkan dalam **Gambar 2.60**. Sedang kriteria perancangan penutup tiang ditunjukkan dalam **Gambar 2.61**.

Bila beban sentris, tiang-tiang di dalam kelompoknya akan mendukung beban aksial yang sama. Dalam hitungan, tanah di bawah pelat penutup tiang dianggap tidak mendukung beban sama sekali.

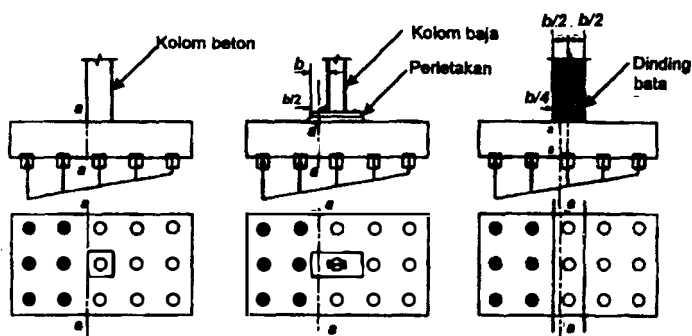
Bila beban eksentris atau beban sentris namun diikuti oleh momen, perancangan pelat penutup tiang dilakukan dengan anggapan sebagai berikut:

1. Pelat penutup tiang sangat kaku.
2. Ujung atas tiang menggantung pada pelat penutup (*pile cap*). Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh pelat penutup ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu, distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

Anggapan-anggapan di atas memungkinkan hitungan beban tiang dan tegangan pada pelat penutup tiang secara teori elastis.

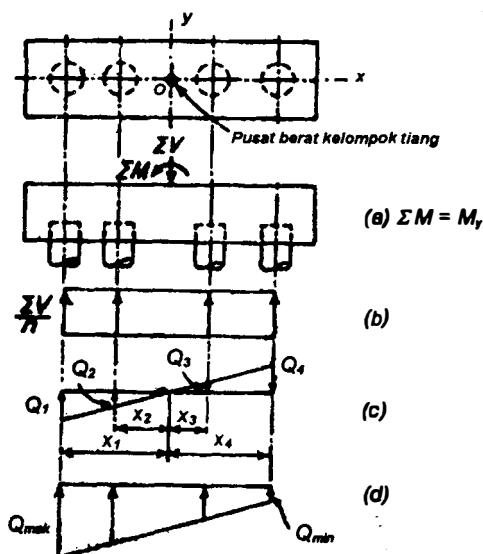


Gambar 2.60 Contoh-contoh susunan kelompok tiang.



Gambar 2.61 Kriteria perancangan pelat penutup tiang (*pile cap*) (Teng, 1962).

Analisis tahanan momen kelompok tiang diilustrasikan pada **Gambar 2.62**. Jika tidak ada momen, beban vertikal total V akan lewat titik berat dari empat tiang dan beban pada masing-masing tiang akan sama (**Gambar 2.62b**). Tetapi, jika beban yang bekerja hanya momen M saja, beban yang harus didukung oleh masing-masing tiang seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.62c**. Beban pada tiang yang sama juga akan diperoleh bila beban vertikal V eksentris sebesar e di sebelah kiri pusat berat tiang.



Gambar 2.62 Hitungan reaksi tiang.

Dari keseimbangan momen, momen akibat reaksi tiang-tiang harus sama dengan momen yang bekerja (M_y) atau

$$M_y = Q_1x_1 + Q_2x_2 + Q_3x_3 + Q_4x_4 \quad (2.74a)$$

Jika variasi reaksi tiang dianggap linier, maka:

$$Q_1/x_1 = Q_2/x_2 = Q_3/x_3 = Q_4/x_4$$

atau,

$$Q_2 = Q_1x_2/x_1; Q_3 = Q_1x_3/x_1; Q_4 = Q_1x_4/x_1 \quad (2.74b)$$

Substitusi Q_2 , Q_3 dan Q_4 ke **Persamaan (2.74a)**, diperoleh:

$$M_y = Q_1x_1^2/x_1 + Q_1x_2^2/x_1 + Q_1x_3^2/x_1 + Q_1x_4^2/x_1 \quad (2.74c)$$

Diselesaikan,

$$Q_1 = \frac{M_y x_1}{x_1^2 + x_2^2 + x_3^2 + x_4^2} = \frac{M_y x_1}{\sum x^2} \quad (2.74d)$$

Reaksi tiang-tiang yang lain dapat dihitung dengan cara yang sama, yaitu dengan mengganti x_1 dengan jarak masing-masing tiang ke titik berat kelompok tiang. Reaksi total atau beban aksial pada masing-masing tiang adalah jumlah dari reaksi akibat beban-beban V dan M_y , yaitu:

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x^2} \quad (2.75a)$$

dengan,

Q_i = reaksi tiang atau beban aksial tiang ke- i (kN)

V = jumlah gaya-gaya vertikal (kN)

M_y = $e_x V$ = jumlah momen terhadap sumbu- y (kN.m)

e_x = eksentrisitas searah sumbu- x (m)

n = jumlah tiang dalam kelompok

x_i = jarak se arah sumbu- x dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomer- i

$\sum x^2$ = jumlah kwadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang (m^2)

Jika momen yang bekerja dua arah (**Gambar 2.63**), yaitu arah sumbu- x dan y , maka persamaan untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang adalah sebagai berikut:

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y^2} \quad (2.75b)$$

$$M_y = e_x V \text{ dan } M_x = e_y V$$

dengan,

Q_i = beban aksial pada tiang ke- i

n = jumlah tiang

x, y = berturut-turut jarak tiang terhadap sumbu y dan x

V = jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang

M_x, M_y = berturut-turut momen terhadap sumbu x dan y

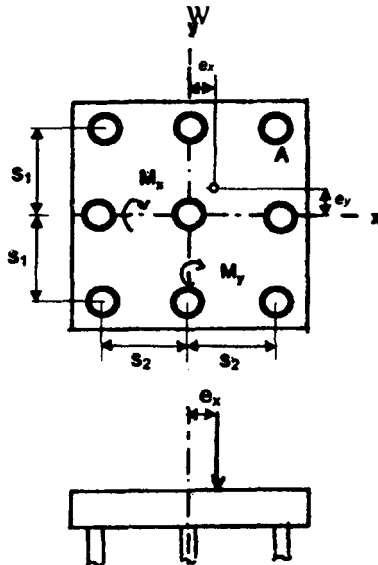
e_x, e_y = berturut-turut eksentrisitas resultan beban searah sumbu- x dan y

Perpotongan sumbu- x dan y terletak pada pusat berat kelompok tiang dan kedua garis tersebut saling berpotongan tegak lurus.

Jika tiang-tiang disusun dalam satu deret dengan jarak yang sama (s), persamaan berikut ini dapat digunakan:

$$\Sigma x^2 = \frac{1}{12} s^2 n (n-1) \quad (2.76)$$

dengan n = jumlah tiang dalam satu deret.



Gambar 2.63 Kelompok tiang dibebani dengan beban vertikal dan momen di kedua arah sumbunya.

Pelat penutup tiang harus cukup besar sehingga jarak tiang terluar dengan pinggir pelat beton minimum kira-kira 10 sampai 15 cm. Biasanya ujung atas tiang minimum tertancap 15 cm pada pelat penutup tiang dan tulangan beton diletakkan pada 7,5 cm di atas ujung atas tiang.

Contoh soal 2.18:

Gambar denah kelompok tiang ditunjukkan dalam **Gambar C2.12**. Resultan beban kelompok tiang 3200 kN miring 15° terhadap vertikal dan eksentris dengan $e_x = 0,5$ m dan $e_y = 0,7$ m. Tentukan besarnya gaya-gaya vertikal dan horisontal maksimum pada tiang.

Penyelesaian:

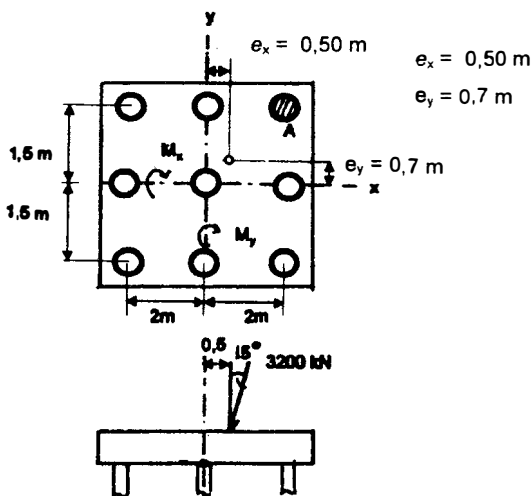
Pusat berat kelompok tiang terletak di tiang tengah.

Beban horisontal $H = 3200 \times \sin 15^\circ = 828,22$ kN

Beban vertikal $V = 3200 \times \cos 15^\circ = 3091$ kN

Dengan melihat letak resultan beban-beban, maka beban vertikal terbesar akan didukung oleh tiang A, yaitu dengan koordinat $x = 2$ m, $y = 1,5$ m.

$$\Sigma x^2 = 6 \times 2^2 = 24 \text{ m}^2; \Sigma y^2 = 6 \times 1,5^2 = 13,5 \text{ m}^2$$



Gambar C2.12.

Beban vertikal pada tiang A:

$$Q_A = \left(\frac{V}{n} + \frac{x e_x V}{\Sigma x^2} + \frac{y e_y V}{\Sigma y^2} \right)$$

$$= \left(\frac{3091}{9} + \frac{2 \times 0,5 \times 3091}{24} + \frac{1,5 \times 0,7 \times 3091}{13,5} \right) = 712,6 \text{ kN}$$

Beban horisontal tiap-tiap tiang $= \frac{H}{n} = \frac{828,22}{9} = 92 \text{ kN}$

Jadi beban vertikal maksimum pada tiang = 712,6 kN dan beban horisontal masing-masing tiang 92 kN.

2.13 Tiang Menahan Gaya Tarik ke Atas

Dalam hal tertentu, kadang-kadang tiang harus dirancang untuk kuat menahan gaya tarik ke atas. Hal ini terjadi pada tiang yang menahan momen penggulingan, contohnya tiang-tiang untuk fondasi menara transmisi, menara air, bangunan dermaga, dan lain-lainnya. Tahanan gaya tarik tiang ke atas akan merupakan tahanan gesek dinding tiang dengan tanah di sekitarnya. Pada tiang bor, tambahan tahanan tarik ke atas, dapat diberikan dengan pembesaran pada ujungnya.

Cara menghitung tahanan tarik ke atas sama seperti menghitung tahanan gesek dinding tiang (tanpa memperhitungkan tahanan ujung tiang). Jika pada hitungan ternyata gaya tarikan ke atas yang harus didukung tiang mendekati nilai ultimitnya, maka untuk meyakinkan keamanan struktur sebaiknya diadakan pengujian tahanan tarik tiang dengan skala penuh di lapangan.

Jika tanah berupa pasir atau kerikil, tahanan dinding tiang akan sangat kecil jika tiang tersebut dipancang pada kedalaman yang dangkal dan dipengaruhi oleh getaran. Pada bangunan dermaga, gaya lateral terjadi akibat benturan kapal atau gelombang air. Jika gaya-gaya ini harus didukung oleh tiang, maka tahanan gesek bagian atas tiang dapat berkurang. Pada tanah lempung kaku, gaya lateral dapat mengakibatkan pembesaran lubang tanah pada bagian atas tiang, sehingga mereduksi tahanan gesek dinding tiang. Karena itu, faktor aman terhadap tarikan yang cukup harus diberikan jika tiang menahan gaya lateral dan beban ke atas.

Bila fondasi tiang dirancang untuk menahan gaya tarik ke atas, maka perlu diperhatikan hal-hal sebagai berikut:

1. Tiang-tiang harus diangker ke dalam pelat penutup tiang dan pelat penutup harus diikatkan dengan kolom. Perancangan pelat penutup tiang harus diperhitungkan terhadap tegangan akibat tarikan.
2. Tiang beton harus dilengkapi dengan tulangan memanjang untuk menahan gaya tarik. Sambungan-sambungan tiang harus diperhitungkan terhadap gaya tarik yang terjadi.
3. Tahanan tiang terhadap gaya ke atas tiang tidak selalu sama dengan tahanan gesek tiang yang gayanya ke bawah. Untuk tiang gesek pada tanah lempung, kapasitas tiang dalam menahan gaya ke atas kurang lebih mendekati sama dengan bila arah gaya ke bawah. Untuk tanah granuler, hal ini tidak sama. Pada lempung lunak, tahanan gaya ke atas sebaiknya ditentukan dari uji tarik tiang.

Tahanan tarik ke atas dari kelompok tiang, adalah nilai terkecil dari dua hal, yaitu:

1. Tahanan tarik ke atas tiang tunggal dikalikan jumlah tiang.
2. Tahanan tarik ke atas dari kelompok tiang sebagai blok.

2.13.1 Tiang Tunggal

Untuk tiang pada tanah lempung, tahanan tarik ultimit dinyatakan dalam persamaan:

$$Q_{tr} = c_d A_s + W_p \quad (2.77)$$

dengan

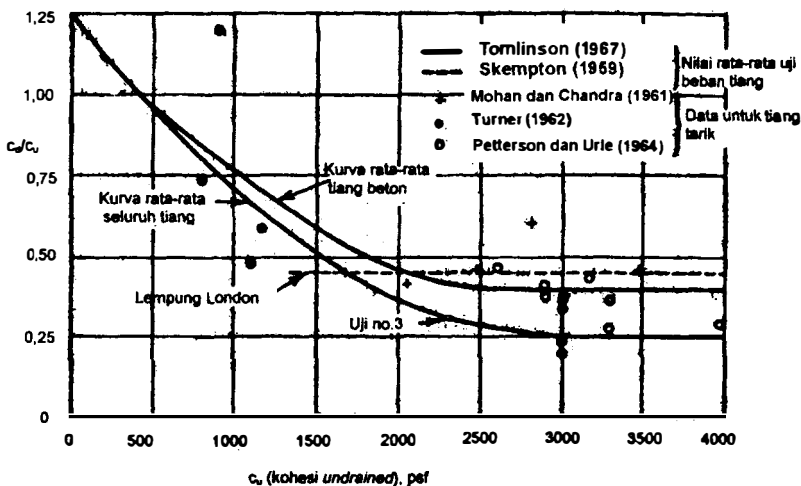
W_p = berat tiang (kN)

A_s = luas selimut tiang (m^2)

c_d = adhesi tanah rata-rata di sepanjang tiang (kN/m^2)

Sowa (1970) menyarankan hubungan c_d/c_u dan kuat geser *undrained* c_u pada uji tarik seperti yang diperlihatkan dalam **Gambar 2.64**. Untuk tiang pada tanah pasir, kapasitas tarik ultimit dapat dihitung dari jumlah tahanan gesek dinding ditambah berat tiang.

Tambahan tahanan tarik dapat diperoleh dengan memperbesar dasar tiang. Namun, dalam kondisi ini tahanan gesek dinding tiang kadang-kadang menjadi berpengaruh kecil pada kapasitas tariknya. Metode tradisional yang dipakai dalam perancangan adalah tahanan dasar yang diperbesar sama dengan berat kerucut tanah yang bersudut terhadap vertikal atau sering dipakai 30° terhadap vertikal. Untuk kemiringan 30° tersebut kadang-kadang tiang aman untuk kedalaman yang tidak begitu besar, sedang untuk kedalaman yang besar kapasitas tarik mungkin menjadi terlalu besar (Turner, 1962).



Gambar 2.64 Hubungan c_u/c_u dan kuar geser *undrained* c_u pada uji tarik (Sowa, 1970).

Meyerhof dan Adam (1968) menyarankan kapasitas tarik tiang dalam tanah lempung pada pembebanan jangka pendek (*kondisi undrained*), dengan mengambil nilai terkecil dari hal-hal berikut:

- Tahanan geser dari silinder vertikal di atas dasar yang diperbesar, dikalikan faktor k , ditambah berat tanah di atas dasarnya (W_s) dan tiang (W_p).
- Kapasitas tarik tiang dengan dasar yang diperbesar ditambah W :

$$Q_{tr} = (1/4) \pi (d_h^2 - d^2) c_u N_u + W \quad (2.78)$$

dengan

c_u = kohesi *undrained* (kN/m²)

N_u = koefisien tarik yang nilainya mendekati faktor kapasitas dukung N_c pada beban desak

d = diameter tiang bagian yang tidak diperbesar (m)

d_h = diameter dasar pada bagian yang diperbesar (m)

W = $W_s + W_p$ (kN)

W_s = berat silinder tanah di atas dasar tiang yang diperbesar (kN)

W_p = berat tiang (kN)

Meyerhof dan Adam (1968) menyarankan nilai k seperti ditunjukkan dalam Tabel 2.14. Nilai k yang rendah pada lempung yang lebih kaku disebabkan antara lain oleh pengaruh retakan yang timbul dari keruntuhan tarik prematur pada lempung.

Tabel 2.14 Nilai k untuk hitungan kapasitas tarik bila dasar tiang diperbesar (Meyerhof dan Adam, 1968)

Macam tanah	Koefisien k
Lempung lunak	1 - 1,25
Lempung sedang	0,7
Lempung kaku	0,5
Lempung kaku retak-retak	0,25

Untuk tanah yang mempunyai kohesi dan sudut gesek dalam (tanah $c - \phi$), Meyerhof dan Adam menyarankan persamaan kapasitas tarik ultimit untuk tiang bulat sebagai berikut:

(a) Untuk kedalaman dangkal ($L < d_b$):

$$Q_{tr} = \pi d_b c L + (\pi/2) s \gamma d_b L^2 K_t \operatorname{tg} \phi + W \quad (2.79a)$$

(b) Untuk kedalaman besar ($L > H$):

$$Q_{tr} = \pi d_b c H + (\pi/2) s \gamma d_b (2L - H) H K_t \operatorname{tg} \phi + W \quad (2.79b)$$

dengan

- γ = berat volume tanah (dipakai γ' bila tanah terendam air) (kN/m^3)
- s = faktor bentuk = $1 + mL/d_b$, dengan nilai maksimum $1 + mH/d_b$
- K_t = koefisien tekanan tanah (kira-kira 0,9 - 0,95 untuk ϕ diantara 25° sampai 40°)
- m = koefisien yang bergantung pada ϕ
- H = batas tinggi permukaan runtuh di atas dasar tiang (m)
- W = berat tanah dan tiang dalam silinder di atas dasar tiang (kN)
- c = kohesi tanah (kN/m^2)
- L = kedalamam tiang (m)

Batas atas dari kapasitas tarik adalah jumlah dari kapasitas dukung netto dasar tiang, adhesi dinding tiang dan berat tiang, atau

$$Q_{n(\text{mak})} = (\pi/4)(d_b^2 - d^2) (c N_c + p_o' N_q) + A_s f_s + W \quad (2.79c)$$

dengan

- N_c, N_q = faktor-faktor kapasitas dukung
- f_s = tahanan gesek dinding ultimit (kN/m^2)
- p_o' = tegangan efektif vertikal pada dasar tiang (kN/m^2)
- A_s = luas selimut tiang (m^2)

Meyerhof dan Adam menyarankan N_c dan N_q pada beban desak untuk digunakan dalam hitungan, walaupun secara teoritis tidak benar karena untuk beban tarik nilainya sedikit lebih kecil.

Untuk nilai-nilai H/d_b , m dan s , Meyerhof menyarankan nilai-nilai pada Tabel 2.15.

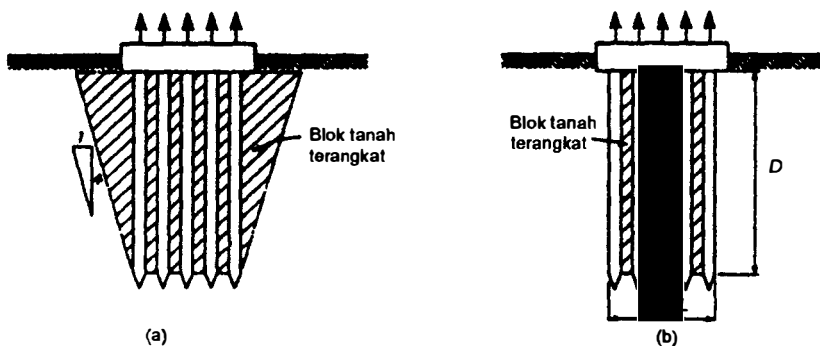
Tabel 2.15 Faktor-faktor untuk hitungan kapasitas tarik tiang pada tanah $c-\phi$

ϕ°	20	25	30	35	40	45	48
H/d_b	2,5	3	4	5	7	9	11
m	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
s	1,12	1,30	1,60	2,25	3,45	5,50	7,60

2.13.2 Kelompok Tiang

Tahanan terhadap gaya tarik ke atas kelompok tiang (Q_{tr}) adalah jumlah dari 3 komponen, yaitu (Gambar 2.65):

1. Berat pelat penutup tiang ditambah berat tanah di atasnya (bila ada).
2. Berat tanah di dalam blok.
3. Tahanan gesek tanah di sekitar area blok.



Gambar 2.65 Tahanan kelompok tiang dalam menahan gaya tarik ke atas (Tomlinson 1977).

- (a) Tiang dalam tanah non kohesif
- (b) Tiang dalam tanah kohesif.

Berat tiang-tiang yang berada dalam area kelompok tiang dapat dianggap sama dengan berat tanah yang dipindahkan. Untuk tanah non kohesif ($c = 0$) atau tanah $c - \phi$ dengan kohesi yang tidak begitu besar, cara transfer tiang dari tiang ke tanah sekitarnya merupakan masalah yang kompleks, yang

bergantung pada elastisitas tiang, lapisan tanah dan gangguan tanah waktu pemasangan tiang. Tomlinson (1977) menyarankan penyebaran beban $1H : 4V$ untuk volume tanah yang tercabut (**Gambar 2.65a**) dan karena tahanan gesek di sekeliling tiang diabaikan, faktor aman terhadap gaya tarik dapat diambil sama dengan 1.

Untuk tanah-tanah kohesif ($\phi = 0$), tahanan kelompok tiang dalam menahan gaya tarik ke atas (Q_{tr}) dinyatakan oleh persamaan (lihat **Gambar 2.65b**):

$$Q_{tr} = 2D c_u (L + B) + W \quad (2.79d)$$

dengan:

L = panjang kelompok tiang (m)

B = lebar kelompok tiang (m)

D = kedalaman blok (m)

\bar{c}_u = kohesi tak terdrainase tanah rata-rata di sekitar kelompok tiang (kN/m²)

W = berat total dari tanah dalam area kelompok tiang + berat tiang + berat pelat penutup tiang (*pile cap*) (kN)

2.14 Tiang Mendukung Beban Lateral

Fondasi tiang sering harus dirancang dengan memperhitungkan beban-beban horisontal atau lateral, seperti: beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang air, benturan kapal dan lain-lain. Besarnya beban lateral yang harus didukung fondasi tiang bergantung pada rangka bangunan yang mengirimkan gaya lateral tersebut ke kolom bagian bawah. Jika tiang dipasang vertikal dan dirancang untuk mendukung beban horisontal yang cukup besar, maka bagian atas dari tanah pendukung harus mampu menahan gaya tersebut, sehingga tiang-tiang tidak mengalami gerakan lateral yang berlebihan. Karena itu, tiang-tiang perlu dihubungkan dengan gelagar-gelagar horisontal yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral. Biasanya, ruang bawah tanah (*basement*) atau balok-balok pengikat digunakan untuk menyebarkan beban horisontal ke seluruh tiang.

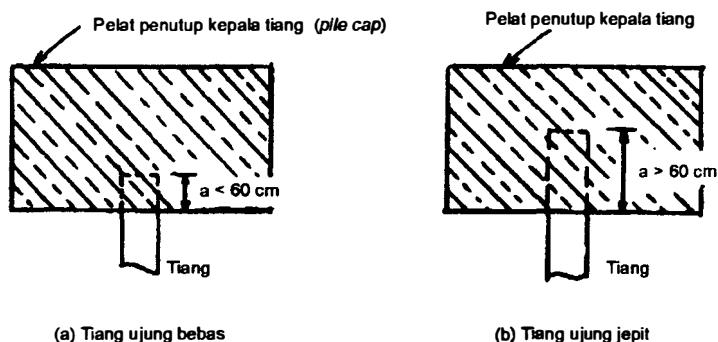
Gaya lateral yang terjadi pada tiang bergantung pada kekakuan atau tipe tiang, macam tanah, penanaman ujung tiang ke dalam pelat penutup kepala tiang, sifat gaya-gaya dan besar defleksi. Jika gaya lateral yang harus didukung tiang sangat besar, maka dapat digunakan tiang miring.

2.14.1 Tiang Ujung Jepit dan Tiang Ujung Bebas

Dalam analisis gaya lateral, tiang-tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan pelat penutup tiang. Karena, model ikatan tersebut sangat mempengaruhi kelakuan tiang dalam mendukung beban lateral. Sehubungan dengan hal tersebut, tiang-tiang dibedakan menurut 2 tipe, yaitu:

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*).
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*).

McNulty (1956) mendefinisikan tiang ujung jepit (*fixed end pile*) sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) dalam pelat penutup kepala tiang paling sedikit sedalam 60 cm (24 inchi) (**Gambar 2.66**). Dengan demikian, untuk tiang-tiang yang bagian atasnya tidak terjepit atau terjepit ke dalam pelat penutup kepala tiang tetapi kurang dari 60 cm, termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*).



Gambar 2.66 Definisi tiang ujung jepit dan ujung bebas (McNulty, 1956).

2.14.2 Gaya Lateral Ijin

Perancangan fondasi tiang yang menahan gaya lateral, harus memperhatikan dua kriteria, yaitu:

1. Faktor aman terhadap keruntuhan ultimit harus memenuhi.
2. Defleksi yang terjadi akibat beban yang bekerja harus masih dalam batas-batas toleransi.

McNulty (1956) menyarankan perpindahan lateral ijin pada bangunan gedung adalah 6 mm, sedang untuk bangunan-bangunan yang lain sejenis menara transmisi 12 mm atau sedikit lebih besar. **Tabel 2.16**, memberikan

besarnya beban horisontal ijin untuk tiang yang dipasang vertikal yang disarankan oleh McNulty (1956).

Pelekomite (1973) juga mengusulkan besar gaya horisontal ijin yang bekerja pada bagian atas tiang vertikal, seperti yang ditunjukkan dalam **Tabel 2.17a**. Nilai-nilai dalam tabel tersebut hanya berlaku untuk tiang-tiang beton dan kayu yang berada di dalam lempung pada kondisi jangka pendek (kondisi *undrained*). Untuk bahan tiang yang sama, bila tiang di dalam tanah lempung, lanau atau pasir, yang ditinjau dalam kondisi jangka panjang, gaya horisontal ijin ditunjukkan dalam **Tabel 2.17b**.

Tabel 2.16 Beban lateral ijin pada tiang vertikal, untuk defleksi maksimum 6 mm dan faktor aman $F = 3$ (McNulty 1956)

Tipe tiang	Kepala tiang	Tipe tanah	Beban ijin lateral	
			(lb)	(kg)
Kayu (diameter 30 cm)	Ujung bebas	Pasir	1500	681
		Lempung sedang	1500	681
	Ujung jepit	Pasir	4500	2043
		Lempung sedang	4000	1816
Beton (diameter 40 cm)	Ujung bebas atau ujung jepit	Pasir sedang	7000	3178
		Pasir halus	5500	2497
		Lempung sedang	5000	2270

Dalam perancangan, sebaiknya tahanan gesek yang timbul akibat gesekan pelat penutup tiang dengan permukaan tanah diabaikan. Karena, tanah di bawah pelat penutup tersebut akan mengalami penurunan yang menyebabkan terjadinya rongga diantara pelat penutup kepala tiang dan permukaan tanah.

Tabel 2.17a Gaya horisontal ijin bekerja pada kepala tiang beton dan kayu di dalam tanah lempung, pada kondisi jangka pendek (Pelekomite, 1973)

Luas tampang tiang (m^2)	Momen lentur maksimum (t.m)	Gaya lateral ijin (ton)		
		$c_u = 1 \text{ t/m}^2$	$c_u = 2,5 \text{ t/m}^2$	$c_u = 5 \text{ t/m}^2$
0,04	0,45	0,7	1,5	2,0
0,06	0,85	1,0	2,0	3,0
0,09	1,50	1,5	3,0	4,0

Tabel 2.17b Gaya lateral ijin bekerja pada kepala tiang beton dan kayu di dalam tanah lempung pada kondisi jangka panjang (Pelekomite, 1973)

Luas tampang tiang (m ²)	Momen lentur maksimum (t.m)	Gaya lateral ijin (ton)		
		Lempung $tg \phi = 0,5$	Lanau $tg \phi = 0,7$	Pasir $tg \phi = 0,9$
0,04	0,45	0,5	0,6	0,7
0,06	0,85	0,8	1,0	1,2
0,09	1,50	1,3	1,6	1,9

2.14.3 Hitungan Tahanan Beban Lateral Ultimit

Untuk menentukan apakah tiang berperilaku seperti tiang penunjang atau tiang pendek, maka salah satunya perlu diketahui faktor kekakuan tiang, yang dapat ditentukan dengan menghitung faktor-faktor kekakuan R dan T . Faktor-faktor kekakuan tersebut, dipengaruhi oleh kekakuan tiang (EI) dan kompresibilitas tanah yang dinyatakan dalam modulus tanah, K (*soil modulus*) yang tidak konstan untuk sembarang tanah, tapi bergantung pada lebar dan kedalaman tanah yang dibebani. Jika tanah berupa lempung kaku terkonsolidasi berlebihan (*stiff over consolidated clay*), modulus tanah umumnya dapat dianggap konstan di seluruh kedalamannya. Dalam hal ini, faktor kekakuan untuk modulus tanah konstan (R) dinyatakan oleh persamaan:

$$R = \sqrt[4]{EI / K} \quad (2.80)$$

dengan

$K = k_h d = k_1 / 1,5$ = modulus tanah

k_1 = modulus reaksi *subgrade* dari Terzaghi

E = modulus elastis tiang

I = momen inersia tiang

d = lebar atau diameter tiang

Modulus *subgrade* ditentukan dari uji beban pelat yang berbentuk bujur sangkar dengan lebar 300 mm, dengan

$$k_1 = \frac{\text{Tekanan pada pelat}}{\text{Perpindahan horisontal}}$$

Nilai-nilai k_1 yang disarankan oleh Terzaghi (1955), ditunjukkan dalam **Tabel 2.18a**. Pada kebanyakan lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated*) dan tanah granuler, modulus tanah dapat dianggap bertambah

secara linier dengan kedalamannya (atau semakin ke bawah semakin besar). Faktor kekakuan untuk modulus tanah yang tidak konstan (T) ini dinyatakan oleh persamaan:

$$T = \sqrt[5]{EI / n_h} \quad (2.81)$$

dengan modulus tanah:

$$K = n_h z \quad (2.82a)$$

$$k_h = n_h z / d \quad (2.82b)$$

Koefisien variasi modulus (n_h) diperoleh Terzaghi secara langsung dari uji beban tiang dalam tanah pasir yang terendam air. Nilai-nilai n_h yang disarankan oleh Terzaghi ditunjukkan dalam **Tabel 2.18b**. Dalam tabel tersebut dicantumkan pula nilai-nilai n_h yang disarankan oleh Reese dkk. (1956). Nilai-nilai n_h yang lain, ditunjukkan dalam **Tabel 2.19**. Dari nilai-nilai faktor kekakuan R dan T yang telah dihitung, Tomlinson (1977) mengusulkan kriteria tiang kaku atau disebut juga tiang pendek dan tiang tidak kaku/elastis (atau tiang panjang) yang dikaitkan dengan panjang tiang yang tertanam dalam tanah (L), seperti yang ditunjukkan dalam **Tabel 2.20**. Batasan ini terutama digunakan untuk menghitung defleksi tiang oleh akibat gaya horisontal.

Tabel 2.18a Hubungan modulus subgrade (k_i) dengan kuat geser undrained untuk lempung kaku terkonsolidasi berlebihan (overconsolidated) (Terzaghi, 1955)

Konsistensi	Kaku	Sangat kaku	Keras
Kohesi <i>undrained</i> (c_u) kN/m ² kg/cm ²	100 - 200 1 - 2	200 - 400 2 - 4	> 400 > 4
k_i MN/m ³ kg/cm ³	18 - 36 1,8 - 3,6	36 - 72 3,6 - 7,2	> 72 > 7,2
k_i direkomendasikan MN/m ³ kg/m ³	27 2,7	54 5,4	> 108 > 10,8

Tabel 2.18b Nilai-nilai n_h untuk tanah granuler ($c = 0$)

Kerapatan relatif (D_r)	Tak padat	Sedang	Padat
Interval nilai A	100 -300	300 - 1000	1000 - 2000
Nilai A dipakai	200	600	1500
n_h pasir kering atau lembab (Terzaghi)(kN/m^3)	2425	7275	19400
n_h pasir terendam air (kN/m^3) Terzaghi Reese dkk.	1386 5300	4850 16300	11779 34000

Tabel 2.19 Nilai-nilai n_h untuk tanah kohesif (Poulos dan Davis, 1980)

Tanah	n_h (kN/m^3)	Referensi
Lempung terkonsolidasi normal lunak	166 - 3518 277 - 554	Reese dan Matlock (1956) Davisson – Prakash (1963)
Lempung terkonsolidasi normal organik	111 – 277 111 - 831	Peck dan Davisson (1962) Davisson (1970)
Gambut	55 27,7 - 111	Davisson, 1970 Wilson dan Hilt (1967)
Loess	8033-11080	Bowles (1968)

Tabel 2.20 Kriteria tiang kaku dan tiang tidak kaku untuk tiang ujung bebas (Tomlinson, 1977)

Tipe tiang	Modulus tanah (K) bertambah dengan kedalaman	Modulus tanah (K) konstan
Kaku (ujung bebas)	$L \leq 2T$	$L \leq 2R$
Tidak kaku (ujung bebas)	$L \geq 4T$	$L \geq 3,5R$

2.14.3.1 Hitungan Cara Konvensional

(1) Tiang kaku

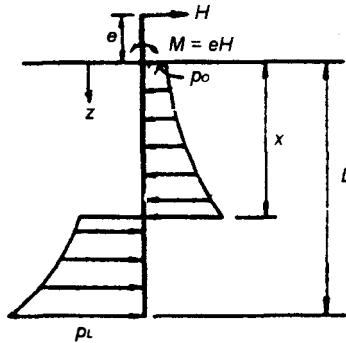
Sebuah tiang ujung bebas yang sangat kaku dibebani dengan beban-beban lateral H dan momen M diperlihatkan dalam **Gambar 2.67**. Tahanan tanah ultimit pada sembarang kedalaman adalah p_u . Pada kondisi ultimit, H dan M berturut-turut menjadi H_u dan M_u . Nilai H_u diperoleh dari

keseimbangan gaya-gaya horisontal dan momen, yaitu dengan menganggap tiang berputar pada kedalaman x dari permukaan tanah. Pada saat gaya-gaya bekerja, tiang dianggap sangat kaku dan tahanan geser tanah termobilisasi seluruhnya.

Gaya horisontal ultimit dapat dinyatakan oleh persamaan :

$$H_u = \int_{z=0}^{z=x} p_u \cdot d \cdot dz - \int_{z=x}^L p_u \cdot d \cdot dz \quad (2.83)$$

$$M_u = H_u e = - \int_{z=0}^{z=x} p_u \cdot dz \cdot dz + \int_{z=x}^L p_u \cdot dz \cdot dz \quad (2.84)$$



Gambar 2.67 Tiang ujung bebas dibebani dengan gaya lateral H dan momen M .

Jika distribusi tahanan tanah *uniform* di seluruh panjang tiang, maka tekanan tanah $p_u = p_o = p_L$. Dari **Persamaan-persamaan (2.83) dan (2.84)**, nilai x dapat diperoleh.

$$x = \frac{1}{2} \left(\frac{H_u}{p_u d} + L \right) \quad (2.85)$$

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{p_u d L^2} &= \frac{H_u e}{p_u d L^2} \\ &= (1/4) \{ 1 - 2 H_u / (p_u d L) - H_u^2 / (p_u d L)^2 \} \\ \frac{H_u}{p_u d L} &= \sqrt{(1 + 2e/L)^2 + 1} - (1 + 2e/L) \end{aligned} \quad (2.86)$$

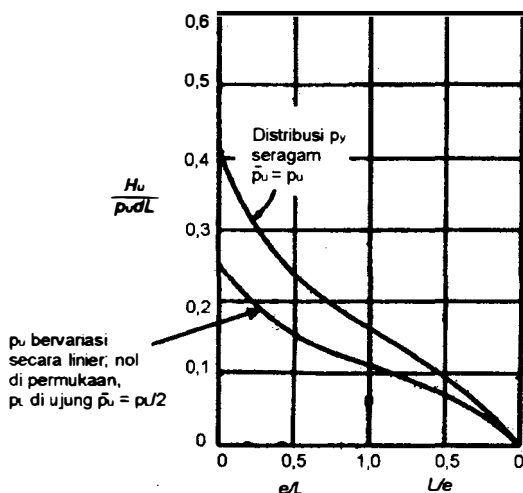
Hubungan antara $H_u/p_u d L$ dan e/L yang diplot dalam bentuk grafik ditunjukkan dalam **Gambar 2.68**.

Bila tahanan tanah bervariasi secara linier menurut kedalamannya, yaitu dari tekanan p_o dipermukaan tanah sampai p_L pada kedalaman L , persamaan-persamaan untuk menghitung beban lateral ultimit tiang (H_u) menjadi sebagai berikut :

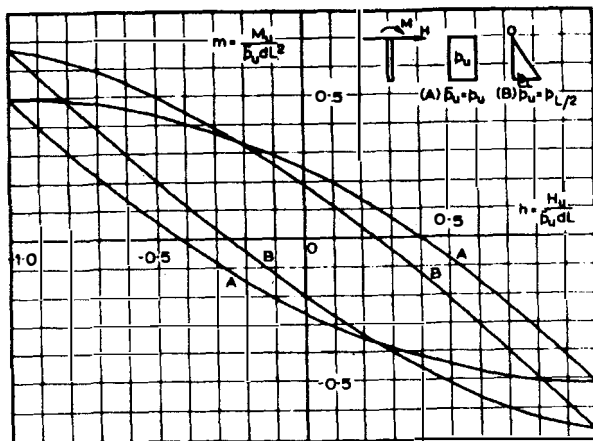
$$4 (x/L)^3 + 6 (x/L)^2 \{e/L + p_o/(p_L - p_o)\} \\ + 12p_o (ex/L^2)/(p_L - p_o) - (3e/L) (p_o + p_L)/(p_L - p_o) - (2p_L + p_o)/(p_L - p_o) = 0$$

$$\frac{H_u}{p_L dL} = (x/L)^2 (1 - p_o/p_L) + (x/L) (2p_o/p_L) - \frac{1}{2} (1 + p_o/p_L) \quad (2.87)$$

Hubungan $H_u/(p_L dL)$ dan e/L untuk $p_o = 0$ yang di plot dalam bentuk grafik, ditunjukkan dalam **Gambar 2.68** (Poulos dan Davis, 1980). Sedang penyelesaian untuk beban-beban saat keruntuhan dan kombinasi momen diberikan pada **Gambar 2.69**. **Gambar 2.68** dan **2.69** menyatakan hubungan $M_u/p_u dL$ dan $H_u/p_u dL$, dengan $p_u = p_u$ untuk tekanan tanah yang konstan di seluruh kedalaman (tanah kohesif) dan $p_u = p_L/2$ untuk tekanan tanah yang berbentuk segitiga (tanah granuler). Grafik tersebut hanya berlaku untuk tiang kaku dengan ujung bebas.



Gambar 2.68 Tahanan lateral ujung tiang kaku dengan ujung bebas (Poulos dan Davis, 1980).



Gambar 2.69 Tahanan lateral ultimit tiang kaku dengan ujung bebas (Poulos dan Davis, 1980).

(2) *Tiang panjang*

Kondisi tiang yang panjang atau tiang tidak kaku dapat terjadi bila gaya lateral ultimit tiang lebih ditentukan oleh besarnya momen maksimum yang dapat ditahan tiang, dimana pada saat gaya lateral telah bekerja penuh tekanan tanah ultimit belum terlampaui. Dalam hitungan, momen maksimum yang terjadi terletak pada titik dengan gaya lintang nol dan dihitung dengan menganggap tahanan tanah telah termobilisasi sepenuhnya.

Karena momen maksimum yang bekerja pada tiang tidak boleh melampaui tahanan momen tiangnya sendiri, tahanan lateral ultimit tiang harus merupakan nilai terkecil dari dua hal, yaitu :

1. Beban horisontal yang menyebabkan tanah pendukung di sepanjang tiang mencapai keruntuhan. Tiang dianggap cukup kaku sehingga kekuatan tiang dalam mendukung gaya horisontal bergantung pada kekuatan tanah.
2. Beban horisontal yang didasarkan pada kekuatan tiang. Jadi, kekuatan tiang dalam mendukung beban lateral ditentukan oleh tahanan tiangnya sendiri terhadap momen yang bekerja.

2.14.3.2 *Metode Brinch Hansen dan Broms*

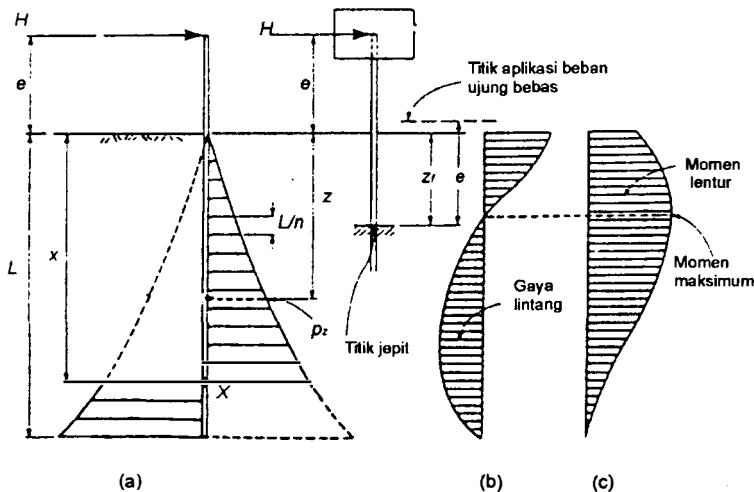
Pada tanah lempung lunak, tahanan tiang terhadap beban lateral lebih bergantung pada tahanan ultimit tanah di sekitar permukaannya. Berdasarkan pengamatan, Reese (1958) menyarankan bahwa untuk tanah-tanah kohesif

murni, tahanan ultimit tanah akan sebesar $p_u = 2c_u$ pada kedalaman tiang kira-kira $3d$ (d = diameter tiang). Pada kedalaman selanjutnya, tekanan tanah pada tiang akan konstan.

Brinch Hansen (1948) juga mengamati bahwa jika tahanan tanah disekitar tiang telah termobilisasi seluruhnya, reaksi tanah maksimum pada tiang akan diantara $8,3c_u$ dan $11,4c_u$. Data hasil pengujian dari peneliti yang lain menunjukkan bahwa tahanan tanah maksimum dapat bervariasi di antara $7,5c_u$ dan $11c_u$ (Jalil, 1976; McClelland dan Focht, 1958; Reese dkk, 1975).

(a) Metode Brinch Hansen

Metode Brinch Hansen (1961) dapat digunakan untuk menghitung tahanan lateral ultimit pada tiang-tiang pendek. Cara yang relatif sederhana ini dapat digunakan untuk lapisan tanah yang uniform maupun yang berlapis-lapis. Dalam cara ini, tahanan rotasi tiang yang kaku pada titik x diberikan oleh jumlah momen tahanan-tahanan tanah diatas dan di bawah titik tersebut (Gambar 2.70).



Gambar 2.70 Metode Brinch Hansen (1961).

Ditinjau tiang yang menahan gaya lateral, dan terletak pada tanah yang mempunyai kohesi dan gesekan (tanah $c-\phi$) (Gambar 2.70). Persamaan tahanan ultimit lateral tanah pada sembarang kedalaman z yang didasarkan pada teori tekanan tanah lateral, adalah sebagai berikut:

$$p_u = p_o K_q + c K_c \quad (2.88)$$

dengan,

p_o = tekanan *overburden* vertikal

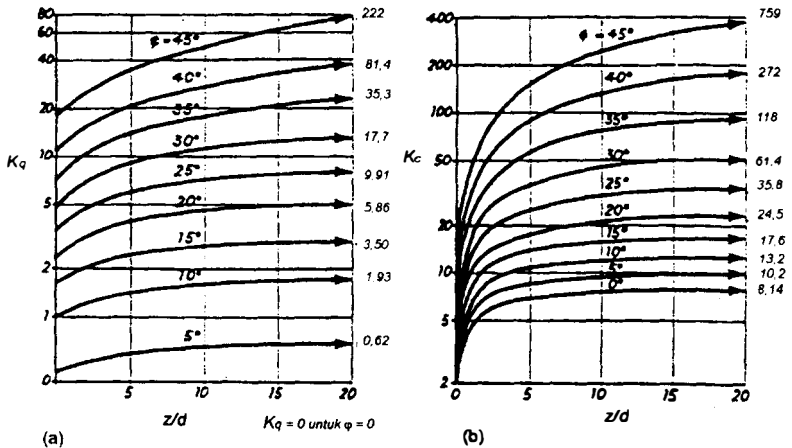
c = kohesi

K_c, K_q = faktor yang merupakan fungsi ϕ dan z/d

Nilai-nilai hubungan K_c dan K_q terhadap nilai z/d yang diberikan oleh Brinch Hansen (1961) ditunjukkan dalam **Gambar 2.71**. Tahanan tanah pasif pada tiap elemen horisontal adalah sebesar $p_u d$ (L/n). Dengan mengambil momen pada titik dimana beban horisontal bekerja,

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} p_u d (L/n) (e+z) - \sum_{z=x}^{z=L} p_u d (L/n) (e+z) \quad (2.89)$$

Titik rotasi yang terletak pada kedalaman x , ditentukan pada $\sum M = 0$, yaitu saat tahanan tanah di atas titik ini sama dengan tahanan tanah yang di bawahnya. Jadi, titik x ditentukan dengan cara coba-coba. Jika gaya horisontal di kepala tiang digantikan oleh gaya momen M , momen ini dapat digantikan oleh perkalian gaya H dengan e , atau $M = He$.



Gambar 2.71 Koefisien tahanan tanah lateral (Hansen, 1961).

Jika kepala tiang terjepit (tiang jepit), tinggi ekuivalen e_l (**Gambar 2.70**) dari gaya H terhadap permukaan tanah dinyatakan oleh :

$$e_l = (e + z_f)/2 \quad (2.90)$$

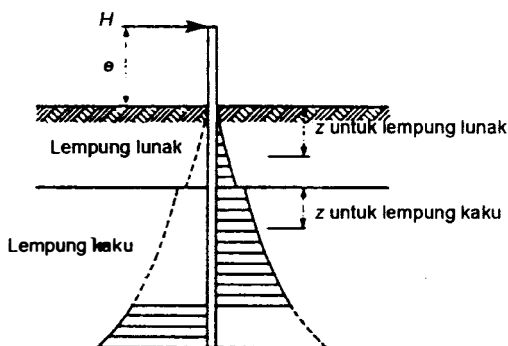
dengan e adalah jarak gaya H terhadap permukaan tanah dan z_f adalah jarak muka tanah terhadap titik jepit sebenarnya (*virtual vixity*). Jarak z_f tidak diketahui pada tahap ini. Namun untuk maksud praktis, z_f dapat diambil 1,5 m bila tanah berupa pasir atau lempung kaku (di bawah zone yang mengalami penyusutan untuk lempung kaku), dan 3 m untuk tanah lempung lunak atau lanau. Kadang-kadang kedalaman z_f dianggap sama dengan 1/3 dari panjang tiang yang tertanam di dalam tanah.

Jika kedalaman titik rotasi (x) telah diperoleh dari **Persamaan (2.90)**, tahanan lateral ultimit tiang dapat diperoleh dari persamaan :

$$H_u (e + x) = \sum_0^x p_u d (L/n) (x - z) - \sum_x^{x+L} p_u d (L/n) (z - x) \quad (2.91)$$

Setelah itu dapat digambar diagram-diagram gaya lintang dan momen lenturnya. Momen lentur maksimum yang terjadi pada tiang (di titik dengan gaya lintang nol) harus lebih kecil dari tahanan terhadap momen dari bahan tiang (M_y).

Untuk tanah yang berlapis-lapis, anggapan-anggapan harus dibuat dalam menentukan K_c dan K_q untuk lapisan lempung lunak. Tetapi untuk lapisan lempung kaku K_c diperoleh dengan menghitung z dari puncak lapisan tersebut, seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.72**.



Gambar 2.72 Reaksi dalam tanah berlapis untuk tiang vertikal yang menahan gaya lateral.

Dalam tinjauan waktu jangka pendek, contohnya untuk perancangan dermaga, kuat geser tak terdrainase (*undrained strength*) harus digunakan dalam menggunakan **Persamaan (2.88)**. Untuk tinjauan jangka panjang,

contohnya pada perancangan dinding penahan tanah, kuat geser terdrainase (*drained strength*) (c dan ϕ) harus digunakan.

(b) Metode Broms

(b.1) Tiang dalam tanah kohesif

Seperti yang telah dipelajari, tahanan tanah ultimit tiang yang terletak pada tanah kohesif atau lempung ($\phi = 0$) bertambah dengan kedalamannya, yaitu dari $2c_u$ dipermukaan tanah sampai $8 - 12c_u$ pada kedalaman kira-kira 3 kali diameter tiang. Broms (1964a) mengusulkan cara pendekatan sederhana untuk mengestimasi distribusi tekanan tanah yang menahan tiang dalam lempung. Yaitu, tahanan tanah dianggap sama dengan nol di permukaan tanah sampai kedalaman $1,5$ kali diameter tiang ($1,5d$) dan konstan sebesar $9c_u$ untuk kedalaman yang lebih besar dari $1,5d$ tersebut.

(b.1.1) Tiang ujung bebas

Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang panjang (tiang tidak kaku) dan tiang pendek (tiang kaku) diperlihatkan dalam **Gambar 2.73**. Dalam gambar tersebut diperlihatkan pula distribusi reaksi tanah dalam menahan gaya lateral yang bekerja pada tiang. Untuk tiang panjang, tahanan tiang terhadap gaya lateral akan ditentukan oleh momen maksimum yang dapat ditahan tiangnya sendiri (M_y). Untuk tiang pendek, tahanan tiang terhadap gaya lateral lebih ditentukan oleh tahanan tanah di sekitar tiang. Dalam **Gambar 2.73**, f mendefinisikan letak momen maksimum, di mana pada titik ini gaya lintang pada tiang sama dengan nol. Dari keseimbangan gaya horisontal dapat diperoleh :

$$f = H_u / (9c_u d) \quad (2.92)$$

Dengan mengambil momen terhadap titik di mana momen pada tiang mencapai maksimum, dapat diperoleh

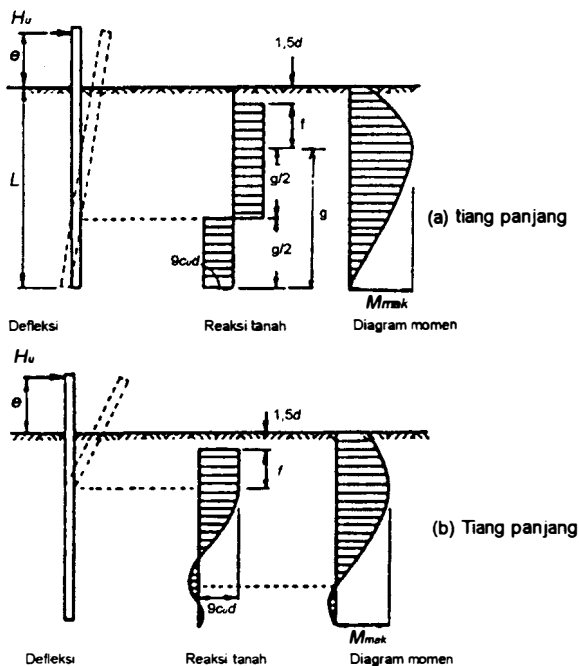
$$\begin{aligned} M_{mak} &= H_u (e + 3d/2 + f) - \frac{1}{2} f (9c_u d f) \\ &= H_u (e + 3d/2 + f) - \frac{1}{2} f H_u \\ &= H_u (e + 3d/2 + \frac{1}{2} f) \end{aligned} \quad (2.93a)$$

Momen maksimum dapat pula dinyatakan oleh persamaan:

$$M_{mak} = (9/4) dg^2 c_u \quad (2.93b)$$

Karena $L = 3d/2 + f + g$, maka H_u dapat dihitung dari **Persamaan-persamaan (2.92) dan (2.93)**. Nilai-nilai H_u yang diplot dalam grafik hubungan L/d dan $H_u/c_u d^2$, ditunjukkan dalam **Gambar 2.74a**. Grafik tersebut berlaku untuk tiang pendek, yaitu bila tahanan momen maksimum

tiang $M_y > M_{mak}$. Untuk tiang panjang, **Persamaan (2.93b)** tidak berlaku lagi. Nilai H_u , dalam hal ini, dapat diperoleh dari **Persamaan-persamaan (2.92) dan (2.93a)**, dengan menganggap M_{mak} sama dengan M_y , dimana M_y dapat dihitung berdasarkan kekuatan tiangnya sendiri dalam menahan momen. Penyelesaian dari persamaan yang diperoleh, diplot kedalam grafik hubungan antara $M_y/c_u d^3$ dan $H_u/c_u d^2$, ditunjukkan dalam **Gambar 2.74b**.



Gambar 2.73 Mekanisme keruntuhan tiang pendek dan tiang panjang pada tiang ujung bebas dalam tanah kohesif (Broms, 1964a).

Hitungan Broms untuk tiang pendek di atas didasarkan pada penyelesaian statika, yaitu dengan menganggap bahwa panjang tiang ekuivalen sama dengan $(L - 3d/2)$, dengan eksentrisitas beban ekuivalen $(e + 3d/2)$.

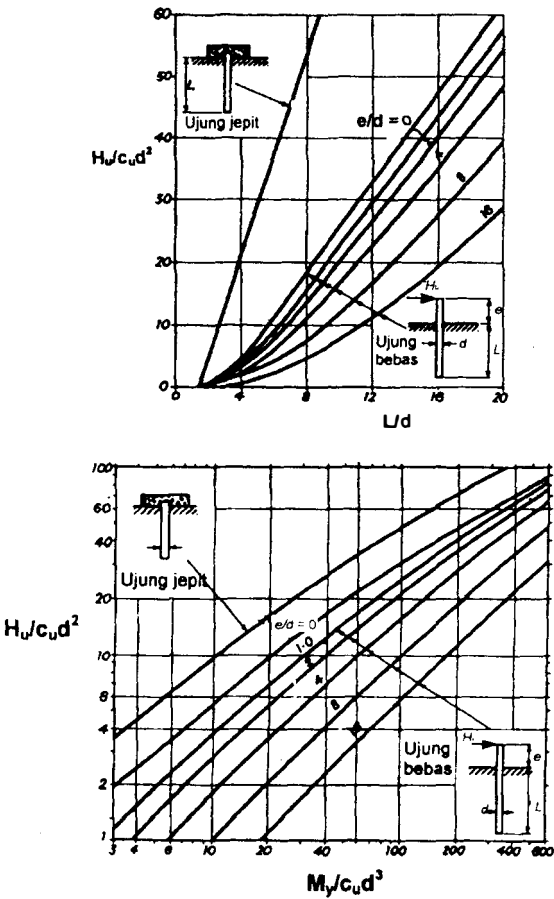
(b.1.2) Tiang ujung jepit

Mekanisme keruntuhan tiang ujungjepit, diagram distribusi reaksi tanah dan momen terjadi secara pendekatan diperlihatkan dalam **Gambar 2.75**. Dalam gambar tersebut terlihat bahwa perubahan model keruntuhan akan sangat ditentukan oleh tahanan momen bahan tiangnya sendiri (M_y). Pada

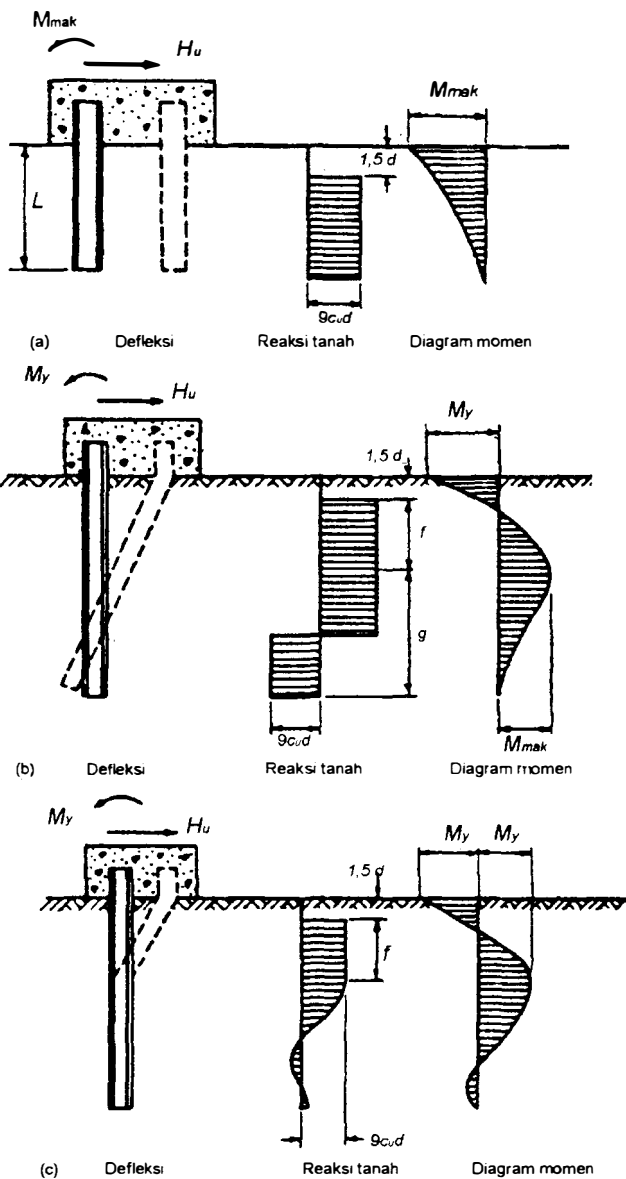
tiang ujung jepit, Broms menganggap bahwa momen yang terjadi pada tubuh tiang yang tertanam di dalam tanah sama dengan momen yang terjadi di ujung atas tiang yang terjepit oleh pelat penutup tiang (*pile cap*). Dengan memperhatikan **Gambar 2.75a**, untuk tiang pendek, dapat dihitung tahanan tiang ultimit terhadap beban lateral :

$$H_u = 9c_u d (L - 3d/2) \tag{2.94}$$

$$M_{mak} = H_u (L/2 + 3d/4) \tag{2.95}$$



Gambar 2.74 Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah kohesif (Broms, 1964a).



Gambar 2.75 Tiang ujung jepit dalam tanah kohesif (Broms, 1964a).

(a) Tiang pendek (b) Tiang sedang (c) Tiang panjang.

Nilai-nilai H_u diplot dalam grafik hubungan L/d dan $H_u/c_u d^2$, ditunjukkan dalam **Gambar 2.74a**.

Untuk tiang dengan panjang “sedang”, dimana tiang akan mengalami keluluan ujung atas yang terjepit (**Gambar 2.75b**), **Persamaan (2.92)** dapat digunakan untuk menghitung M_y , yaitu dengan mengambil momen terhadap permukaan tanah:

$$M_y = (9/4) c_u d g^2 - 9 c_u d f (3d/2 + f/2) \quad (2.96)$$

Dari **Persamaan (2.96)** H_u dapat dihitung, yaitu dengan mengambil $L = 3d/2 + f + g$. Setelah itu perlu dicek apakah momen (positif) maksimum yang terjadi pada kedalaman $(f + 3d/2)$ lebih kecil dari M_y . Jika $M_{mak} > M_y$, maka tiang termasuk tiang panjang dan mekanisme keruntuhan tiang akan seperti dalam **Gambar 2.75c**. Dalam hal ini, H_u dinyatakan oleh persamaan :

$$H_u = \frac{2M_y}{3d/2 + f/2} \quad (2.97)$$

Nilai-nilai H_u yang diplot dalam grafik hubungan $M_y/c_u d^3$ dan $H_u/c_u d^2$, ditunjukkan dalam **Gambar 2.74b**.

(b.2) *Tiang dalam tanah granuler*

Untuk tiang dalam tanah granuler ($c = 0$), Broms (1964b) menganggap sebagai berikut :

1. Tekanan tanah aktif yang bekerja di belakang tiang, diabaikan.
2. Distribusi tekanan tanah pasif di sepanjang tiang bagian depan sama dengan 3 kali tekanan tanah pasif Rankine.
3. Bentuk penampang tiang tidak berpengaruh terhadap tekanan tanah ultimit atau tahanan lateral ultimit.
4. Tahanan tanah lateral sepenuhnya termobilisasi pada gerakan tiang yang diperhitungkan.

Tahanan tanah ultimit (p_u) sama dengan 3 kali tekanan pasif Rankine adalah didasarkan pada bukti empiris yang diperoleh dari membandingkan hasil pengamatan dan hitungan beban ultimit yang dilakukan oleh Broms. Hasil ini menunjukkan bahwa pengambilan faktor pengali 3 dalam beberapa hal mungkin terlalu hati-hati, karena nilai banding rata-rata antara hasil hitungan dan beban ultimit hasil pengujian tiang adalah kira-kira 2/3. Dengan anggapan tersebut, distribusi tekanan tanah dapat dinyatakan oleh persamaan:

$$p_u = 3 p_o \cdot K_p \quad (2.98)$$

dengan,

p_o = tekanan *overburden* efektif

$$K_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi') = \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$$

φ' = sudut gesek dalam efektif

(b.2.1) Tiang ujung bebas

Estimasi bentuk keruntuhan tiang, distribusi tahanan tanah dan distribusi momen lentur pada tiang panjang dan tiang pendek, untuk tanah yang mempunyai berat volume yang sama di seluruh kedalaman tiang, diperlihatkan dalam **Gambar 2.76**. Seperti yang telah dipelajari, tiang akan berkelakuan seperti tiang pendek jika momen maksimum yang terjadi akibat tekanan tanah lebih kecil daripada momen maksimum yang dapat ditahan tiang (kekuatan tiangnya sendiri dalam menahan momen akibat gaya luar). Dalam kasus tiang pendek (**Gambar 2.76a**), tiang dapat dianggap berotasi di dekat ujung bawah tiang. Tekanan yang terjadi di tempat ini dianggap dapat digantikan oleh gaya terpusat yang bekerja pada ujung bawah tiang.

Dengan mengambil momen terhadap ujung bawah,

$$H_u = \frac{(1/2)\gamma d L^3 K_p}{e + L} \quad (2.99)$$

Plot dari **Persamaan (2.99)** ini, memberikan gambar grafik hubungan L/d dan $H_u/(K_p \gamma d^3)$ yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.77a**.

Momen maksimum terjadi pada jarak f di bawah permukaan tanah, di mana:

$$H_u = (3/2) \gamma d K_p f^2 \quad (2.100)$$

dan

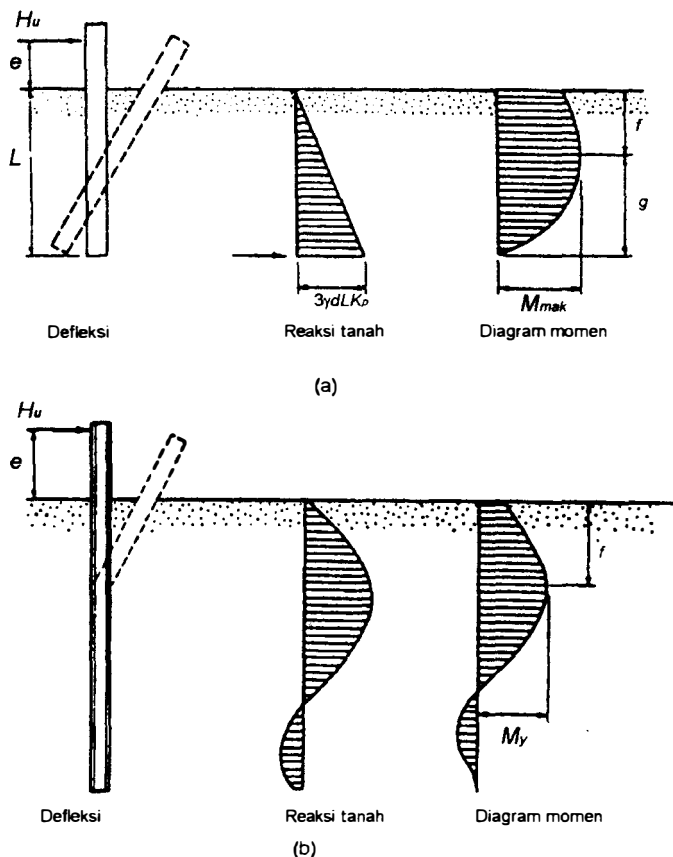
$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p \gamma}} \quad (2.101)$$

Sehingga momen maksimum dapat dinyatakan oleh persamaan :

$$M_{mak} = H_u (e + 2f/3) \quad (2.102)$$

Jika pada **Persamaan (2.100)**, diperoleh H_u yang bila disubstitusikan kedalam **Persamaan (2.102)** menghasilkan $M_{mak} > M_y$, maka tiang akan berkelakuan seperti tiang panjang. Kemudian besarnya H_u dapat dihitung dari **Persamaan-persamaan (2.101)** dan **(2.102)**, yaitu dengan mengambil $M_{mak} =$

M_y . Persamaan-persamaan untuk menghitung H_u dalam tinjauan tiang panjang yang diplot dalam grafik hubungan $H_u/(K_p \gamma d^3)$ dan $M_y/(d^2 \gamma K_p)$, ditunjukkan dalam **Gambar 2.77b**. Bila tanah pasir terendam air, maka berat volume tanah (γ) yang dipakai adalah berat volume apung (γ').



Gambar 2.76 Tiang ujung bebas pada tanah granuler

(a) Tiang pendek

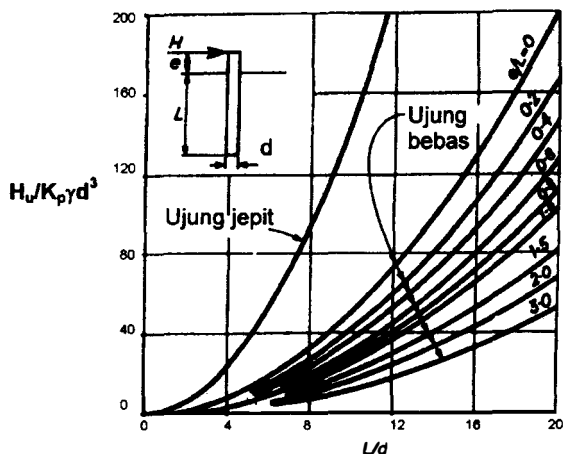
(b) Tiang panjang (Broms, 1964b).

(b.2.2) Tiang ujung jepit

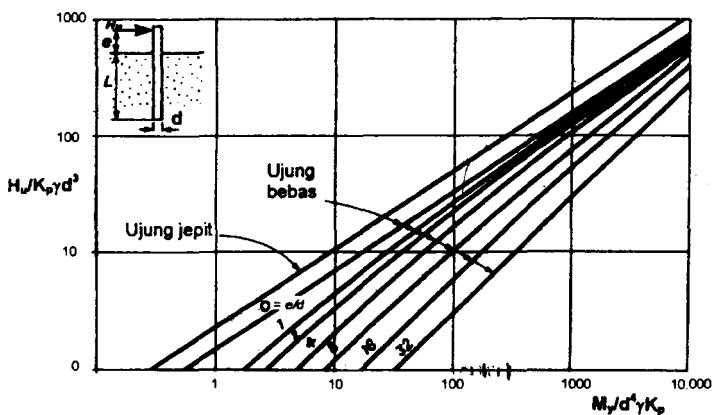
Asumsi tahanan momen pada kepala tiang paling sedikit sama dengan M_y akan dipakai lagi. Model keruntuhan untuk tiang-tiang pendek, sedang dan tiang panjang, secara pendekatan diperlihatkan dalam **Gambar 2.78**.

Untuk tiang ujung jepit yang kaku, keruntuhan tiang akan berupa translasi, beban lateral ultimit dinyatakan oleh:

$$H_u = (3/2) \gamma d L^2 K_p \quad (2.103)$$



(a) Tiang pendek



(b) Tiang panjang

Gambar 2.77 Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler

Persamaan (2.103) diplot dalam bentuk grafik ditunjukkan dalam **Gambar 2.77a**. Gambar tersebut hanya berlaku jika momen negatif yang bekerja pada kepala tiang lebih kecil dari tahanan momen tiang (M_y). Momen (negatif) yang terjadi pada kepala tiang, dihitung dengan persamaan:

$$M_{mak} = (2/3)H_u L = \gamma d L^3 K_p \quad (2.104)$$

Jika $M_{mak} > M_y$, maka keruntuhan tiang dapat diharapkan akan berbentuk seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.78b**. Dengan memperhatikan keseimbangan horisontal tiang pada **Gambar 2.78b** ini, dapat diperoleh :

$$F = (3/2)\gamma d L^2 K_p - H_u \quad (2.105)$$

Dengan mengambil momen terhadap kepala tiang (pada permukaan tanah), dan dengan mensubstitusikan F pada **Persamaan (2.104)**, dapat diperoleh (untuk $M_{mak} > M_y$) :

$$M_y = (1/2) \gamma d L^3 K_p - H_u L \quad (2.106)$$

Dari **Persamaan (2.106)**, H_u dapat diperoleh.

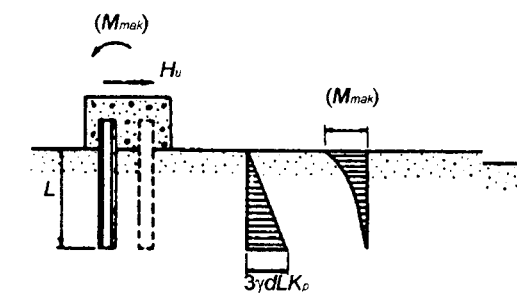
Perhatikan, **Persamaan (2.106)** hanya dipakai jika momen maksimum pada kedalaman f lebih kecil daripada M_y , dimana jarak f dihitung dari **Persamaan (2.101)**. Kasus yang lain, jika tiang berkelakuan seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.78c** (momen maksimum mencapai M_y di dua lokasi), H_u dapat diperoleh dari persamaan :

$$H_u = \frac{2M_y}{e + 2f/3} \quad (2.107)$$

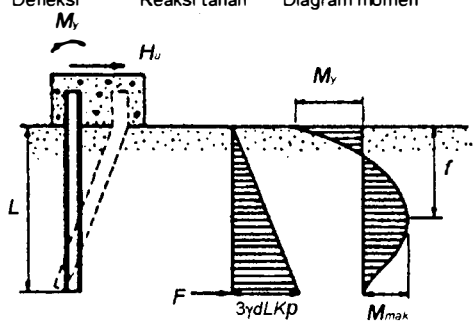
dengan f dapat diperoleh dari **Persamaan (2.101)**.

Dari **Persamaan (2.107)**, dapat diplot grafik yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.77b**.

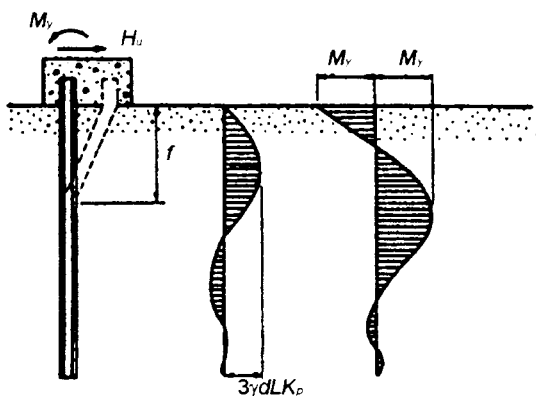
Beberapa pengujian yang dilakukan *Broms* (1964) untuk mengecek ketepatan persamaan-persamaan yang diusulkan, menunjukkan bahwa untuk tanah kohesif ($\phi = 0$), nilai banding antara momen lentur yang dihitung berdasarkan teori dengan momen lentur hasil pengamatan pengujian menunjukkan angka-angka diantara 0,88 - 1,19, dengan nilai rata-rata 1,06. Sedangkan untuk tanah granuler ($c = 0$), nilai tersebut diantara 0,54 - 1,61, dengan nilai rata-rata 0,93.



(a) Defleksi Reaksi tanah Diagram momen



(b) Defleksi Reaksi tanah Diagram momen



(c) Defleksi Reaksi tanah Diagram momen

Gambar 2.78 Tiang ujung jepit dalam tanah granuler

(a) Tiang pendek

(b) Tiang sedang

(c) Tiang panjang (Broms, 1964b).

2.14.3.3 Beban Kritis Tiang Menonjol

Bila tiang dipasang di dalam tanah dengan kepala yang menonjol, hitungan beban vertikal maksimum harus diperhitungkan terhadap tekukan tiang.

Ditinjau tiang dengan ujung atas yang menonjol sebesar e dari permukaan tanah. Tiang tersebut dibebani dengan beban horisontal H dan beban vertikal Q (**Gambar 2.79**), dan dianggap terjepit di dalam tanah pada kedalaman z_f . Beban tekuk tiang kritis dapat dihitung dengan persamaan-persamaan yang disarankan Davidson dan Robinson (1965), yaitu dengan cara menghitung lebih dulu faktor-faktor kekakuan R dan T dari **Persamaan-persamaan (2.80) dan (2.81)** untuk memperoleh panjang ekuivalen (z_f) dari tiang ujung bebas. Kedalaman z_f dihitung dengan cara sebagai berikut :

- (1) Untuk tanah yang mempunyai modulus *subgrade* konstan:

$$z_f = 1,4R \quad (\text{untuk } I_{mak} = L/R > 4) \quad (2.108)$$

- (2) Untuk tanah yang mempunyai modulus subgrade yang bertambah secara linier dengan kedalamannya:

$$z_f = 1,8T \quad (\text{untuk } I_{mak} = L/T > 4) \quad (2.109)$$

Panjang ekuivalen tiang (**Gambar 2.79b**) dihitung dengan persamaan :

$$L_e = e + z_f \quad (2.110)$$

Beban vertikal kritis tiang (Q_{cr}) dengan memperhatikan tekuk tiang, dihitung dengan memperhatikan tipe jepitan kepala tiang, sebagai berikut :

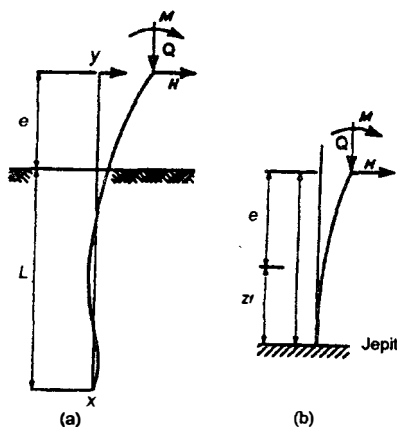
- (1) Untuk tiang ujung bebas :

$$Q_{cr} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{4L_e^2} \quad (2.111a)$$

- (2) Untuk tiang ujung-jepit:

$$Q_{cr} = (\pi E_p I_p / L_e)^2 \quad (2.111b)$$

dengan E_p dan I_p berturut-turut adalah modulus elastis tiang dan momen inersia tiang.



Gambar 2.79 Pelengkungan tiang panjang yang mendukung beban vertikal dan horisontal di kepala tiang.
 (a) Tiang dipasang dengan kepala menonjol.
 (b) Panjang tiang ekivalen (L_e) dan z_f yang diperhitungkan.

2.14.4 Defleksi Tiang Vertikal

2.14.4.1 Metode Konvensional

Metode sederhana ini berguna untuk mengecek defleksi tiang yang mengalami pembebanan lateral yang tidak begitu besar. Pada hitungan, tiang dianggap sebagai struktur kantilever yang dijepit pada kedalaman z_f .

Dengan memperhatikan **Gambar 2.80** defleksi lateral di kepala tiang ujung bebas dapat dinyatakan oleh persamaan :

$$y = \frac{H(e + z_f)^3}{3E_p I_p} \quad (2.112)$$

Defleksi lateral ujung tiang dengan ujung-jepit,

$$y = \frac{H(e + z_f)^3}{12E_p I_p} \quad (2.113)$$

dengan,

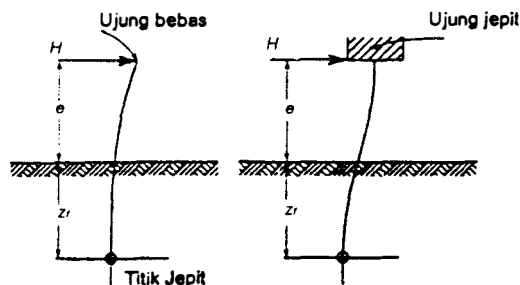
H = beban lateral (kN)

E_p = modulus elastis tiang (kN/m²)

I_p = momen inersia dari penampang tiang (m⁴)

e = jarak beban terhadap muka tanah (kN/m^2)

z_f = jarak titik jepit dari muka tanah (m)



Gambar 2.80 Tiang menonjol mengalami beban lateral.

2.14.4.2 Metode Broms

Metode Broms (1964) dianggap metode yang lebih teliti dalam hal hitungan defleksi tiang.

(a) Tiang dalam tanah kohesif

Hitungan defleksi tiang dalam tanah kohesif cara Broms yang akan dipelajari berikut ini didasarkan pada teori elastis dengan tanpa memperhatikan defleksi akibat konsolidasi tanah yang terjadi pada waktu jangka panjang.

Untuk tiang dalam tanah kohesif defleksi tiang dikaitkan dengan faktor tak berdimensi βL , dengan

$$\beta = \left(\frac{k_h d}{4E_p I_p} \right)^{1/4} \quad (2.114)$$

Defleksi ujung tiang di permukaan tanah (y_u) dinyatakan oleh persamaan-persamaan yang bergantung pada tipe jepitan tiang, sebagai berikut :

1. Tiang ujung-bebas berkelakuan seperti tiang pendek, bila $\beta L < 1,5$ dengan besarnya defleksi :

$$y_u = \frac{4H(1 + 1,5e/L)}{k_h d L} \quad (2.115a)$$

Rotasi tiang (θ):

$$\theta = \frac{6H(1+2e/L)}{k_h d L^2} \quad (2.115b)$$

2. Tiang ujung jepit dianggap berkelakuan seperti tiang pendek, bila $\beta L < 0,5$ dengan

$$y_o = \frac{H}{k_h d L} \quad (2.116)$$

dengan k_h koefisien reaksi *subgrade* horisontal.

3. Tiang ujung-bebas dianggap seperti tiang panjang (tidak kaku), bila $\beta L > 2,5$ dengan :

$$y_o = \frac{2H\beta(e\beta + 1)}{k_h d} \quad (2.117a)$$

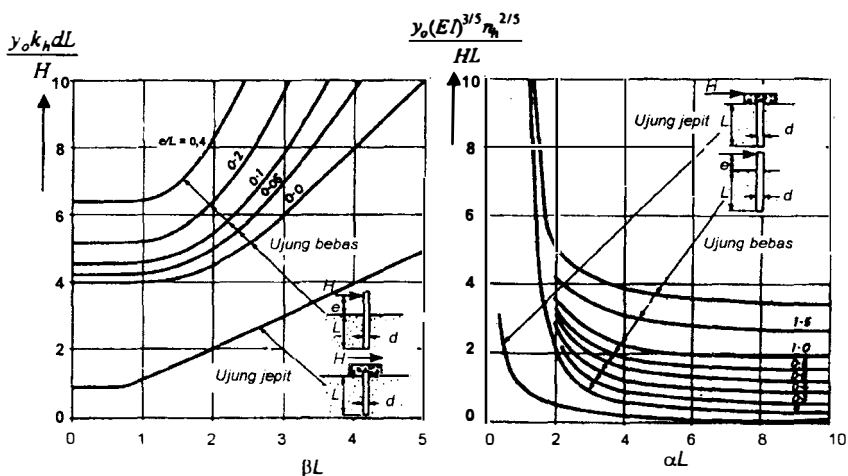
$$\theta = \frac{2H\beta^2 (1 + 2e\beta)}{k_h d} \quad (2.117b)$$

dengan k_h = koefisien reaksi *subgrade* untuk pembebanan horisontal (kN/m^3). **Persamaan-persamaan (2.115) sampai (2.117)** sangat sensitif terhadap k_h , di mana nilainya dipengaruhi oleh kedalaman di bawah muka tanah. Untuk tanah dengan modulus konstan, cukup baik jika k_h diambil sama dengan k_i (modulus *subgrade* untuk pelat bujur sangkar selebar 30 cm). Sedang k_i diambil sama dengan nilai rata-rata dari k_i di sepanjang kedalaman $0,8\beta L$ untuk tanah yang bertambah secara linier dengan kedalamannya. Nilai-nilai k_i dapat dilihat pada **Tabel 2.18**.

4. Tiang ujung jepit dianggap sebagai tiang panjang (tidak kaku) bila $\beta L > 1,5$, dengan

$$y_o = \frac{H\beta}{k_h d} \quad (2.118)$$

Untuk menghitung besarnya defleksi lateral tiang di permukaan tanah kohesif, dengan menggunakan grafik ditunjukkan dalam **Gambar (2.81a)** (Broms, 1964)



Gambar 2.81 Defleksi lateral tiang di atas permukaan tanah

(a) untuk tiang dalam tanah kohesif ($\varphi = 0$)

(b) untuk tiang dalam tanah granuler ($c = 0$) (Broms, 1965)

(b) Tiang dalam tanah granuler

Untuk tiang dalam tanah granuler (pasir, kerikil), defleksi tiang akibat beban lateral, dikaitkan dengan besaran tak berdimensi αL dengan

$$\alpha = \left(\frac{n_h}{E_p I_p} \right)^{1/5} \quad (2.119)$$

1. Tiang ujung bebas dan ujung jepit dianggap sebagai tiang pendek (kaku), bila $\alpha L < 2$.

(1.a) Defleksi lateral tiang ujung bebas

$$y_o = \frac{18H(1+1,33e/L)}{L^2 n_h} \quad (2.120a)$$

Rotasi tiang (θ):

$$\theta = \frac{24H(1+1,5e/L)}{L^3 n_h} \quad (2.120b)$$

(1.b) Defleksi lateral tiang ujung jepit

$$y_o = \frac{2H}{L^2 n_h} \quad (2.121)$$

2. Tiang ujung bebas dan ujung jepit dianggap sebagai tiang panjang (tidak kaku), bila $\alpha L > 4$.

(2.a) Defleksi lateral tiang ujung bebas (dalam Poulos dan Davis, 1980)

$$y_o = \frac{2,4H}{(n_h)^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}} + \frac{1,6He}{(n_h)^{2/5} (E_p I_p)^{3/5}} \quad (2.122a)$$

Rotasi tiang:

$$\theta = \frac{1,6H}{(n_h)^{2/5} (E_p I_p)^{3/5}} + \frac{1,74He}{(n_h)^{1/5} (E_p I_p)^{4/5}} \quad (2.122b)$$

(2.b) Defleksi lateral tiang ujung jepit

$$y_o = \frac{0,93H}{(n_h)^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}} \quad (2.123)$$

Persamaan-persamaan (2.120) sampai (2.123) tidak dapat digunakan untuk tiang yang terlalu pendek (panjang kurang dari 4 kali diameter), karena pengaruh tahanan gesek bagian ujung bawah tiang (Broms, 1965). Adapun hitungan defleksi tiang dalam tanah granuler dengan menggunakan grafik dapat dilakukan dengan menggunakan **Gambar 2.81b**.

(c) *Modulus reaksi subgrade*

Untuk analisis kelakuan tiang secara pendekatan dengan menggunakan teori reaksi *subgrade*, maka harus diketahui varisi k_h di sepanjang kedalaman tiang. Beberapa distribusi k_h telah digunakan, yaitu seperti cara yang disarankan oleh Palmer dan Thompson (1948):

$$k_h = k_L (z/L)^n \quad (2.124)$$

dengan,

k_L = nilai k_h pada ujung bawah tiang ($z = L$ = kedalaman tiang)

n = indeks empiris, dengan $n \geq 0$

Umumnya, $n = 0$ untuk lempung (modulus tanah konstan dengan kedalaman) dan $n = 1$ untuk tanah granuler (modulus tanah bertambah secara linier dengan kedalaman). Sedang Davisson dan Prakash (1963) menyarankan $n = 0,15$ untuk tanah lempung (yang dianggap pada kondisi *undrained*).

Bila $n = 1$ (tanah granuler), maka biasanya k_h didefinisikan sebagai:

$$k_h = n_h (z/d) \quad (2.125)$$

dengan

n_h = koefisien reaksi *subgrade* (kN/m³)
 z = kedalaman dari permukaan tanah (m)
 d = diameter tiang (m)

Penentuan modulus reaksi *subgrade* umumnya dilakukan dengan cara-cara sebagai berikut:

1. Uji beban tiang skala penuh.
2. Uji beban pelat.
3. Korelasi empiris dengan sifat-sifat teknis tanah.

Pengukuran secara langsung dari uji beban tiang dilakukan dengan memberikan perlengkapan alat pengukur tekanan tanah dan defleksi pada tiang (Matlock dan Ripperberger, 1958). Hanya, pengujian seperti ini membutuhkan waktu dan biaya yang besar.

Penggunaan hasil uji beban pelat telah dibahas oleh Terzaghi (1955) dan Broms (1964). Problem yang utama adalah interpretasi hasil uji beban pelat yang akan digunakan pada fondasi tiang. Terzaghi (1955) menganggap modulus reaksi *subgrade* arah horisontal dan vertikal sama untuk lempung jenuh dan tidak dipengaruhi oleh kedalaman. Terzaghi (1955) mengusulkan persamaan:

$$k_h = k_l / (1,5d) \quad (2.126)$$

dengan,

k_l = modulus untuk pelat bujur sangkar arah horisontal (lebar 300 mm)
 d = lebar atau diameter tiang

Nilai-nilai tipikal k_l untuk lempung *overconsolidated* yang disarankan oleh Terzaghi ditunjukkan dalam Tabel 2.18.

Vesic (1961) menganalisis balok horisontal dengan panjang tak terhingga pada fondasi elastis dan membandingkan hasilnya dengan analisis teori *subgrade* yang dikaitkan dengan modulus reaksi *subgrade* k ke parameter E_s dan μ_s , sebagai berikut:

$$k = \frac{0,65}{d} \sqrt[12]{\frac{E_s d^4}{E_p I_p} \left(\frac{E_s}{1 - \mu_s} \right)} \quad (2.127)$$

dengan,

$E_p I_p$ = kekakuan tiang
 d = diameter tiang
 E_s = modulus elastis tanah
 μ_s = angka Poisson tanah

Terdapat beberapa korelasi empiris untuk k_h yang disarankan oleh beberapa peneliti. Broms (1964a) menyarankan untuk lempung (dengan asumsi modulus konstan dengan kedalaman):

$$k_h = 1,67E_{50}/d \quad (2.128a)$$

Dengan substitusi E_{50} sama dengan 50 sampai 200 c_u (Skempton, 1951),

$$k_h = (80 - 320)c_u/d \quad (2.128b)$$

Sedangkan Davisson (1970) menyarankan nilai k_h yang konservatif:

$$k_h = 67c_u/d \quad (2.128c)$$

Untuk tanah kohesif lebih lunak, biasanya diasumsikan k_h bertambah secara linier dengan kedalaman, yaitu $k_h = n_h \cdot z/d$. Nilai-nilai khusus n_h untuk tanah kohesif (lempung) lunak ini, ditunjukkan dalam **Tabel.2.20**.

Untuk tiang dalam tanah pasir, dengan menganggap modulus elastis bergantung hanya pada tekanan *overburden* dan berat volume pasir, Terzaghi (1955) memperlihatkan:

$$n_h = A\gamma/1,35 \quad (t/ft^3) \quad (2.128d)$$

Nilai-nilai tipikal A dan n_h diperlihatkan dalam **Tabel 2.19** ($1 \text{ t/ft}^3 = 346,44 \text{ kN/m}^3$). Sebagai pembanding, $n_h = 2,5 \text{ t/ft}^3$ (866 kN/m^3) dan $1,5 \text{ t/ft}^3$ (520 kN/m^3) (beban siklik) untuk pasir longgar, pasir kering dan 79 t/ft^3 (27369 kN/m^3) untuk pasir padat, pasir kering telah digunakan oleh Rowe (1956) dan Davisson dan Prakash (1963).

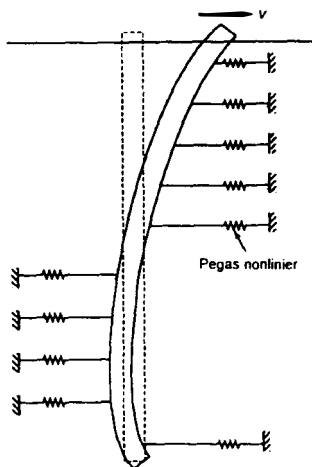
2.14.4.3 Metode *p-y*

Pada umumnya, struktur tidak diperbolehkan mengalami defleksi lateral terlalu besar. Padahal kekuatan tanah belum termobilisasi sepenuhnya bila defleksi lateral kecil. Seperti misalnya, bangunan gedung, jembatan dan struktur-struktur semacamnya, umumnya gerakan lateral yang ditoleransikan hanya berkisar antara 6 mm sampai 18 mm. Karena itu, analisis beban-deformasi (*load-deformation analysis*) harus dilakukan guna menentukan besarnya beban lateral maksimum yang masih diperbolehkan. Analisis ini juga mengevaluasi momen maksimum pada defleksi yang ditentukan.

Analisis beban-deformasi harus memperhatikan faktor kekakuan atau kekakuan lentur (*stiffness flexural*) fondasi tiang dan tahanan lateral tanah. Kekakuan lentur bergantung pada modulus elastis (E) dan momen inersia (I) tiang, namun tahanan tanah sangat sulit dievaluasi.

Analisis yang memperhatikan hubungan non linier tahanan lateral dan defleksi menghasilkan hitungan yang lebih baik. Metode non linier yang paling banyak digunakan adalah metode $p-y$, yang didasarkan pada analisis McClelland dan Focht (1958). Metode ini menganggap tahanan tanah sebagai satu seri pegas non linier (**Gambar 2.82**). Metode $p-y$ telah banyak digunakan karena merupakan kalibrasi kondisi sebenarnya yang diperoleh dari uji skala penuh (*full scale test*). Metode ini memperhatikan hal-hal sebagai berikut:

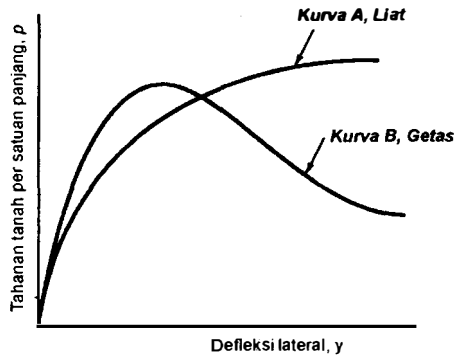
- (1) Sembarang kurva beban-deformasi non linier
- (2) Variasi kurva beban-deformasi dengan kedalaman tiang.
- (3) Variasi kekakuan tiang dengan kedalaman.
- (4) Elastis-plastis (nonlinier) kelakuan lentur tiang
- (5) Sembarang tipe hubungan pelat penutup tiang (*pile cap*) dengan kepala tiang, seperti ujung bebas, ujung jepit, momen murni dan lain-lain.



Gambar 2.82 Metode $p-y$, model tahanan tanah dengan menggunakan satu seri pegas nonlinier.

Ketika beban lateral mendekati kapasitas lateral ultimit tiang, kurva nonlinier $p-y$ menghasilkan defleksi besar, sehingga hasil hitungan pergeseran tiang menjadi besar pula.

Metode $p-y$ mendefinisikan hubungan beban lateral dan defleksi antara tanah dan tiang yang digambarkan oleh sebuah kurva. Sumbu- p adalah tahanan lateral tanah per satuan panjang tiang dan sumbu- y adalah defleksi lateral tiang (lihat **Gambar 2.83**).



Gambar 2.83 Sifat khusus kurva p - y .

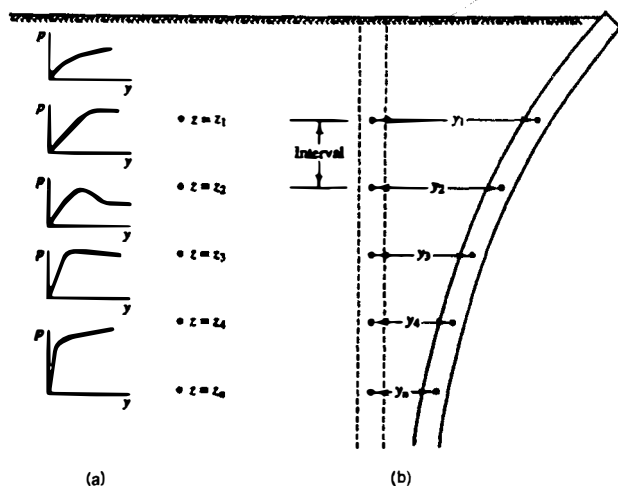
Kurva p - y di titik tertentu pada tiang bergantung pada:

- (1) Tipe tanah
- (2) Tipe beban (jangka pendek, statis atau dinamis/berulang)
- (3) Diameter tiang dan bentuk tampang melintang tiang
- (4) Koefisien gesek antara tanah dan tiang
- (5) Kedalaman di bawah permukaan tanah
- (6) Metode pelaksanaan pemasangan tiang
- (7) Pengaruh interaksi kelompok tiang.

Pengaruh-pengaruh tersebut belum sepenuhnya diperhatikan, sehingga diperlukan kurva p - y dari uji skala penuh. Umumnya, data masalah tersebut dapat diperoleh dari tiang baja yang berdiameter 250 – 600 mm. Reese (1984, 1986) telah menyimpulkan banyak hasil uji tiang yang dapat dipakai untuk analisis perancangan. Kurva-kurva hasil uji tiang dapat digolongkan menjadi tiang berperilaku liat (*ductile*) dan getas (*brittle*). Perilaku getas (kurva B) dapat terjadi pada tanah-tanah lempung, khususnya lempung kaku atau jika pembebanan berulang (dinamik). Perilaku liat (kurva A) dapat terjadi pada lempung lunak dan pasir akibat beban statis.

Analisis dengan metode p - y harus memperhatikan perubahan kurva p - y dengan kedalaman (**Gambar 2.84a**). Umumnya hal ini dapat dilakukan dengan analisis *finite difference* yang membagi tiang menjadi n interval (**Gambar 2.84b**). Pada analisis diperlukan kondisi batas (*boundary condition*). Terdapat 2 kondisi yang diketahui pada dasar tiang yaitu, gaya geser dan momen nol. Kondisi batas pada puncak tiang bergantung pada tipe hubungan *pile cap* dan tiang, sebagai berikut:

- Untuk ujung bebas, gaya geser(gaya horisontal) (V) dan momen (M) diketahui. Pada puncak tiang terdapat rotasi dan defleksi ($S_i \neq 0$ dan $y_i \neq 0$).
- Untuk ujung jepit, gaya geser V , dan slope S_i diketahui. Umumnya S_i diambil nol, namun dapat mempunyai nilai tertentu.
- Untuk momen murni, momen yang bekerja (M) diketahui, gaya geser $V = 0$ dan defleksi lateral pada puncak tiang nol. Akan tetapi terdapat rotasi pada puncak, sehingga S_i tidak nol.



Gambar 2.84 (a) Perubahan hubungan p - y dengan kedalaman.
(b) Model *finite difference*.

Berikut ini persamaan-persamaan yang mendefinisikan kelakuan tiang pada tiap interval:

$$S_z = \frac{dy}{dz} \quad (2.124a)$$

$$M_z = EI \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (2.124b)$$

$$V_z = EI \frac{d^3 y}{dz^3} \quad (2.124c)$$

$$p_z = EI \frac{d^4 y}{dz^4} \quad (2.124d)$$

dengan,

S_z = kemiringan/slope tiang pada kedalaman z

M_z = momen lentur tiang pada kedalaman z

V_z = gaya geser pada kedalaman z

p_z = tahanan tanah lateral per satuan panjang tiang pada kedalaman z

E = modulus elastis tiang

I = momen inersia tampang tiang

y = defleksi lateral

z = kedalaman di bawah permukaan tanah.

Dengan menggunakan program komputer, hitungan dilakukan secara iterasi sampai terjadi kondisi seimbang antara reaksi tanah dan tegangan-tegangan pada tiang. Dari sini dapat diketahui gaya geser, momen, defleksi lateral pada setiap interval yang ditinjau.

Reese dan Wang (1986) telah membandingkan hasil-hasil 22 uji beban skala penuh dengan hasil prediksi defleksi dari hitungan. Sedangkan, untuk tinjauan momen tiang Reese dan Wang membandingkan hitungan dengan 12 uji beban skala penuh. Hasilnya, defleksi dan momen dari prediksi hitungan memberikan nilai-nilai yang relatif memuaskan.

2.14.4.4 Metode Evans dan Duncan

Evans dan Duncan (1982) mengembangkan cara hitungan defleksi akibat beban lateral pada tiang dalam bentuk grafik-grafik. Evans dan Duncan mengkompilasi grafik-grafik dari beberapa analisis program komputer metode p - y , yaitu program COM624. Grafik-grafik hanya digunakan untuk fondasi dalam yang memenuhi kriteria berikut:

- (1) Kekakuan tiang, EI (E = modulus elastis tiang, I = momen inersia tiang) konstan pada seluruh panjang tiang.
- (2) Kuat geser tanah, dinyatakan oleh salah satu c atau ϕ dan berat volume γ konstan pada seluruh kedalaman.
- (3) Tiang cukup panjang sehingga dapat dianggap terjepit pada dasarnya. Untuk tiang yang relatif fleksibel, seperti tiang kayu, untuk memenuhi hal ini panjang tiang paling tidak 20 kali diameter ($20d$). Untuk tiang yang relatif kaku, seperti tiang baja atau beton, panjangnya minimum 35 kali diameter ($35d$).

(a) Karakteristik beban dan momen

Evans dan Duncan (1982) mendefinisikan karakteristik beban geser, V_c dan karakteristik beban momen, M_c , sebagai berikut:

$$V_c = \lambda d^2 E R_1 \left(\frac{\sigma_p}{E R_1} \right)^m (\epsilon_{50})^n \quad (2.129a)$$

$$M_c = \lambda d^3 E R_1 \left(\frac{\sigma_p}{E R_1} \right)^m (\epsilon_{50})^n \quad (2.129b)$$

$$R_1 = \frac{I}{\pi d^4 / 64} \quad (2.129c)$$

$R_1 = 1$ untuk tiang pejal tampang bulat

$= 1,7$ untuk tiang bujursangkar

Untuk lempung plastis dan pasir : $\lambda = 1$

Untuk lempung getas : $\lambda = (0,14)^n$

Untuk tanah kohesif : $\sigma_p = 4,2 c_u$ (2.129d)

Untuk tanah granuler: $\sigma_p = 2 C_{\rho\phi} \gamma d \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2)$ (2.129e)

dengan :

V_c = karakteristik beban geser

M_c = karakteristik beban momen

λ = parameter tak berdimensi yang bergantung pada kelakuan tegangan-regangan tanah

$d = B$ = diameter atau lebar tiang

E = modulus elastis fondasi

$= 15200 \sigma_r (f'_c / \sigma_r)^{0.5}$ untuk beton

$= 200000$ Mpa, untuk baja

f'_c = kuat desak beton umur 28 hari

σ_r = tegangan referensi $= 14 \text{ lb/in}^2 = 0,10 \text{ Mpa}$

R_1 = rasio momen inersia (tak berdimensi)

σ_p = tekanan pasif tanah yang dapat mewakili

ϵ_{50} = regangan pada saat 50% kuat geser tanah termobilisasi

m, n = nilai-nilai eksponen yang dapat dilihat pada **Tabel 2.21**.

I = momen inersia tampang fondasi tiang

$= \pi B/64$ untuk tampang lingkaran pejal

$= B^4/12$ untuk tampang bujursangkar

$c_u = s_u$ = kuat geser tak terdrainasi (*undrained*) tanah diambil dari permukaan sampai kedalaman 8 kali diameter tiang ($8d$)

ϕ = sudut gesek dalam tanah (derajat) diambil dari permukaan sampai kedalaman $8d$

C_{pq} = faktor tekanan pasif = $\phi/10$

γ = berat volume tanah dari permukaan sampai kedalaman $8d$. Jika air tanah dalam daerah ini, gunakan berat volume rata-rata γ_b dan γ' (γ' = berat volume apung tanah di bawah permukaan air).

Nilai ε_{50} dapat diambil dari uji triaksial kompresi. Secara tipikal,

$\varepsilon_{50} = 0,01$ untuk lempung

$= 0,002$ untuk pasir kepadatan sedang yang sedikit atau tidak mengandung mika.

Tabel 2.21 Nilai-nilai eksponen m dan n yang digunakan dalam **Persamaan (2.130) dan (2.131)** (Evans dan Duncan, 1982)

Macam tanah	V_c		M_c	
	m	n	m	n
Tanah kohesif	0,683	-0,22	0,46	-0,15
Tanah tak berkohesi	0,57	-0,22	0,40	-0,15

(b) Hitungan dengan menggunakan grafik

Grafik-grafik pada **Gambar 2.85** sampai **Gambar 2.94** memperlihatkan hubungan antara geser aktual, momen dan defleksi, dengan

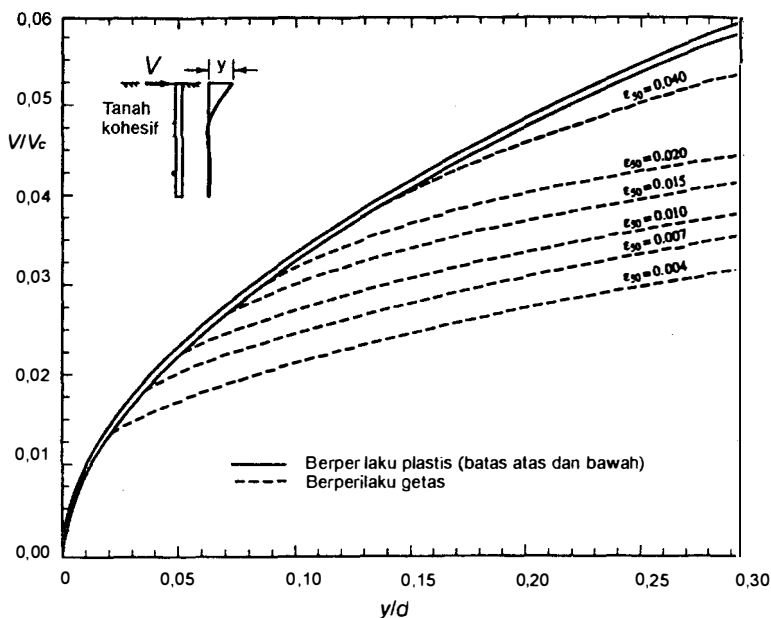
V = gaya geser (gaya lateral) yang bekerja pada kepala tiang

M = momen yang bekerja pada puncak tiang

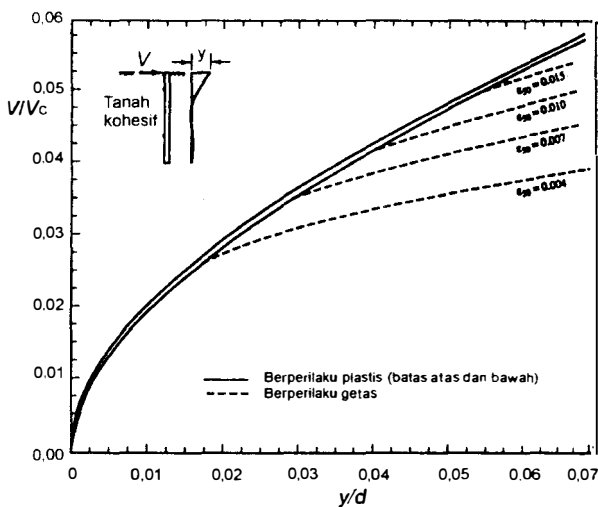
M_{\max} = momen maksimum pada puncak tiang

y = defleksi lateral pada puncak tiang.

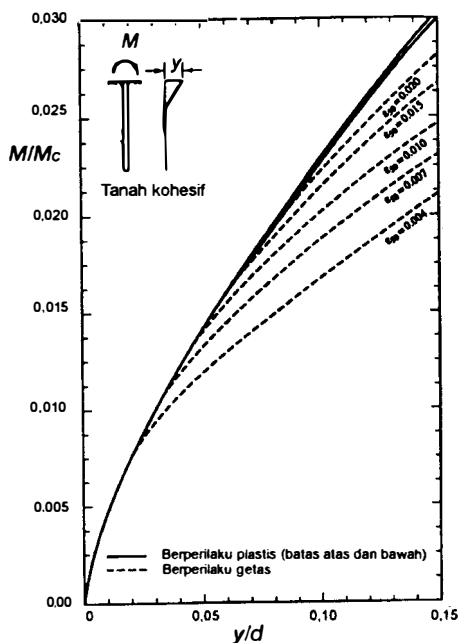
Fondasi sering dibebani dengan oleh beban geser dan momen sekaligus. Untuk hal ini sebagai pendekatan, dihitung defleksi lateral dan momen pada setiap komponen secara terpisah dan kemudian dijumlahkan, atau dengan cara lain, yaitu dengan menggunakan cara superposisi non linier yaitu seperti prosedur yang disarankan oleh Evans dan Duncan (1982).



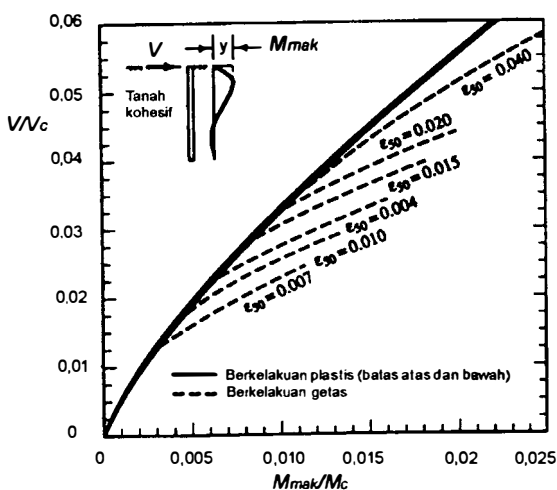
Gambar 2.85 Hubungan beban geser terhadap defleksi lateral untuk tiang *ujung bebas* pada tanah kohesif (Evans dan Duncan, 1982).



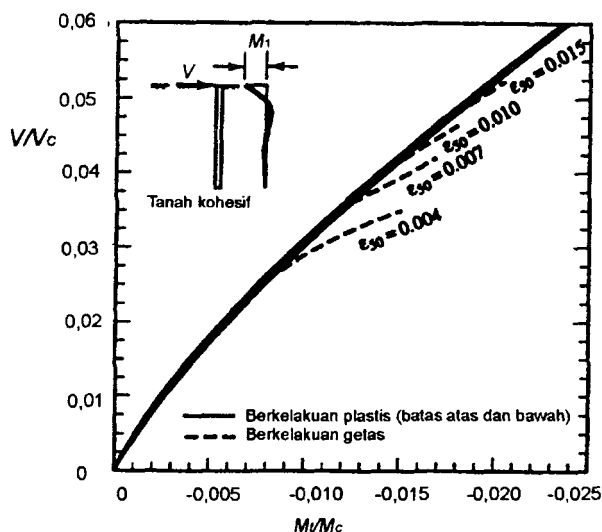
Gambar 2.86 Hubungan beban geser terhadap defleksi lateral untuk tiang *ujung jepit* pada tanah kohesif (Evans dan Duncan, 1982).



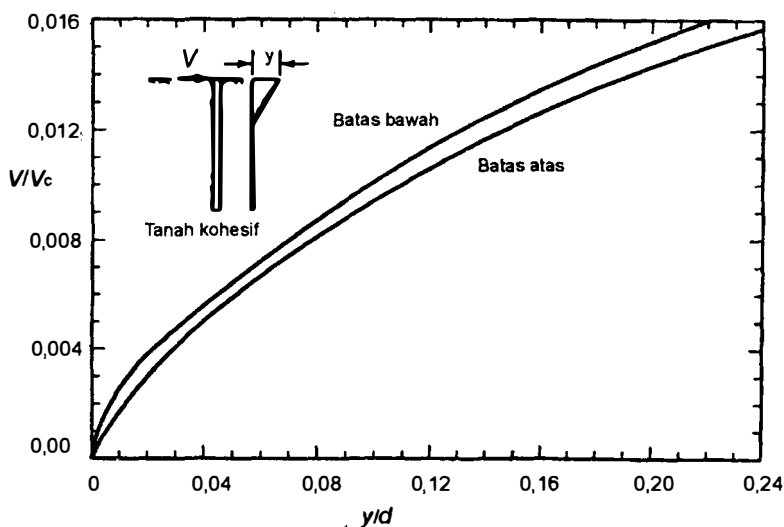
Gambar 2.87 Hubungan beban momen terhadap defleksi lateral untuk tiang *ujung bebas* pada tanah kohesif (Evans dan Duncan, 1982).



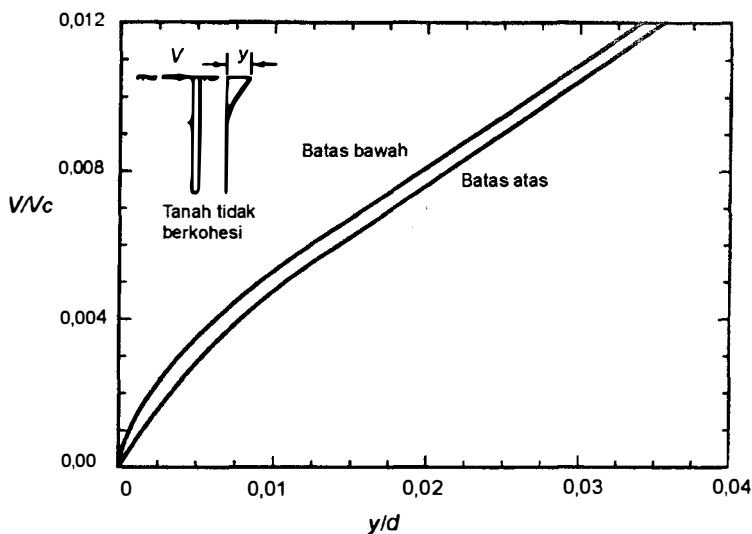
Gambar 2.88 Hubungan beban geser terhadap momen maksimum untuk tiang *ujung bebas* pada tanah kohesif (Evans dan Duncan, 1982).



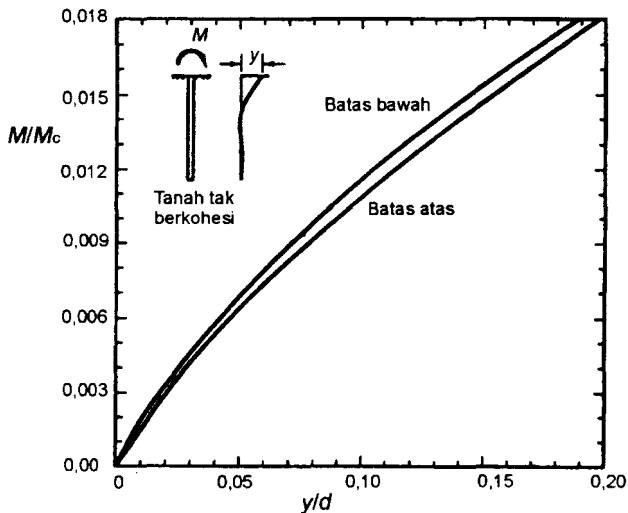
Gambar 2.89 Hubungan beban geser terhadap momen maksimum untuk tiang *ujung jepit* pada tanah kohesif (Evans dan Duncan, 1982).



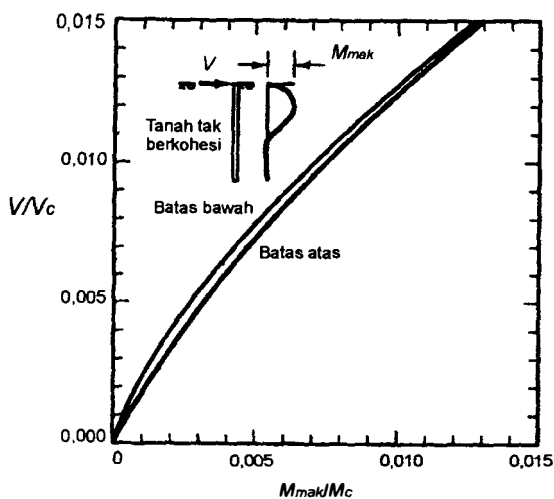
Gambar 2.90 Hubungan beban geser terhadap defleksi lateral untuk tiang *ujung bebas* pada tanah tak berkohesi (granuler) (Evans dan Duncan, 1982).



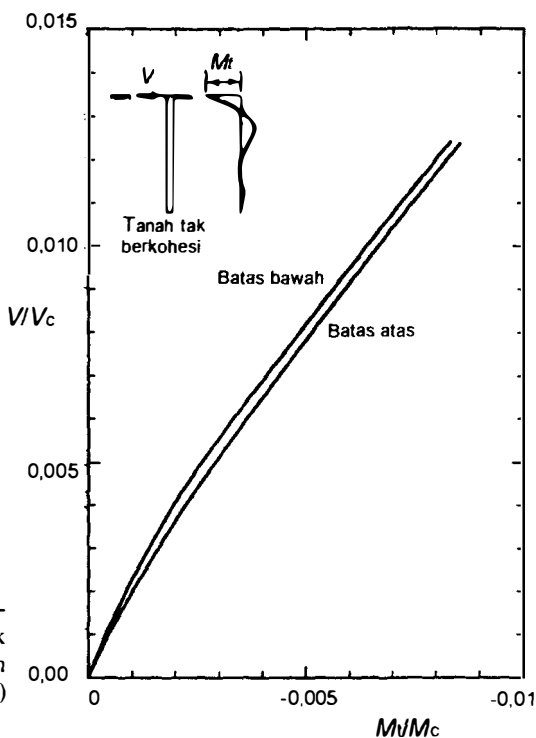
Gambar 2.91 Hubungan beban geser terhadap defleksi lateral untuk tiang *ujung jepit* pada tanah tak berkohesi (granuler) (Evans dan Duncan, 1982).



Gambar 2.92 Hubungan beban momen terhadap defleksi lateral untuk tiang *ujung bebas* pada tanah tak berkohesif (granuler) (Evans dan Duncan, 1982).



Gambar 2.93 Hubungan beban geser terhadap momen maksimum untuk tiang *ujung bebas* pada tanah tak berkohesi (granuler) (Evans dan Duncan, 1982).



Gambar 2.94

Hubungan beban geser terhadap momen maksimum untuk tiang *ujung jepit* pada tanah tak berkohesi (granuler) (Evans dan Duncan, 1982).

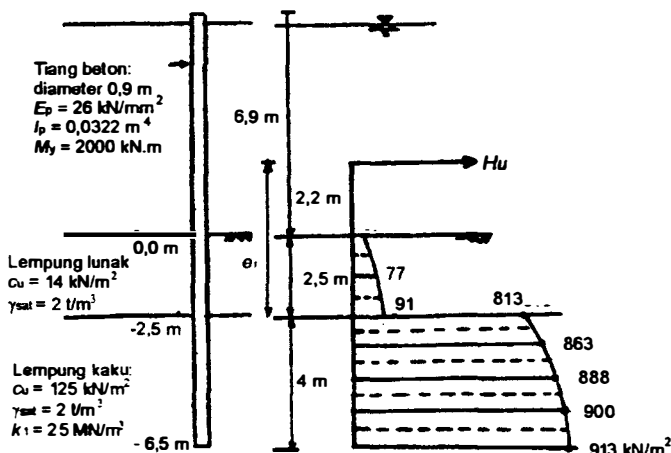
Contoh soal 2.19 :

Sebuah bangunan air berupa pelat beton yang didukung oleh 4 buah tiang beton berdiameter 900 mm (**Gambar C2.13**). Bahan tiang mempunyai $E_p = 26 \text{ kN/mm}^2 = 26 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, $I_p = 0,0322 \text{ m}^4$. Tanah terdiri dari lapisan lempung lunak pada bagian atas, dan lempung kaku pada bagian bawah. Data teknis tanah adalah sebagai berikut :

Kedalaman 0 - 2,5 m : lempung lunak : $c_u = 14 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 0$
 $\gamma_{\text{sat}} = 2 \text{ t/m}^3$.
 > 2,5 m : lempung kaku : $c_u = 125 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 0$
 $\gamma_{\text{sat}} = 2 \text{ t/m}^3$,
 modulus subgrade $k_1 = 25 \text{ MN/m}^3$.

Dengan metode Brinch Hansen, tentukan gaya horisontal ultimit yang dapat didukung tiang.

Penyelesaian :



Gambar C2.13.

Jika z_f dianggap pada permukaan lempung lunak atau $z_f = 2,5 \text{ m}$, maka menurut Persamaan (2.90):

$$e_1 = 0,5 (e + z_f) = 0,5 (6,9 + 2,5) = 4,7 \text{ m}$$

$$R = 4 \sqrt{\frac{E_p I_p}{k_h d}} \quad (\text{m})$$

$$K = k_h d = k_f / 1,5 = 16,67 \text{ MN/m}^3$$

$$R = 4 \sqrt{\frac{26 \times 10^6 (0,0322)}{16,67 \cdot 1000}} = 2,66 \text{ m}$$

Cek tiang pendek atau tiang panjang :

$$3,5R = 3,5 \times 2,66 = 9,31 > L = 6,5 \text{ m.}$$

Jadi, tiang berkelakuan seperti tiang pendek. Untuk hitungan H_u akan dipakai cara Brinch Hansen. Untuk itu tanah dibagi ke dalam beberapa lapisan. Hitungan $p = p_o K_q + c K_c$ pada masing-masing lapisan, dilakukan dalam **Tabel C2.6**. Karena $\varphi = 0$, maka $p_o K_q = 0$.

Nilai-nilai K_c diperoleh dari **Gambar 2.71b**.

Tabel C2.6.

z (m)	0	1,25	2,5	2,5	3,5	4,5	5,5	6,5
z/d	0	1,4	2,8	2,8	3,9	5,0	6,1	7,2
K_c	2	5,5	6,5	6,5	6,9	7,1	7,2	7,3
$c_u K_c$ (kN/m ²)	28	77	91	813	863	888	900	913

Nilai-nilai tahanan tanah $c_u K_c$ yang telah dihitung pada **Tabel C2.6**, kemudian diplot pada **Gambar C2.13**.

Titik rotasi dihitung dengan cara coba-coba. Setelah melalui beberapa percobaan, diperoleh titik rotasi $X = 1,7 \text{ m}$ dari dasar tiang. Hasil akhir dari hitungan momen terhadap puncak tiang ekuivalen adalah sebagai berikut :

$$\Sigma M =$$

$$0,5 (28 + 77) \times 1,25 \times 2,83 = 185,72$$

$$0,5 (77 + 91) \times 1,25 \times 4,08 = 427,35$$

$$0,5 (813 + 863) \times 1 \times 5,20 = 4357,60$$

$$0,5 (863 + 888) \times 1 \times 6,20 = 5431,20$$

$$0,5 (888 + 900) \times 0,3 \times 6,85 = 1837,20$$

$$-894 \times 0,7 \times 7,35 = -4599,60$$

$$-0,5(900 + 913) \times 1 \times 8,2 = -7437,40$$

$$= 202,07 \text{ kN.m (relatif sudah kecil)}$$

Hitungan momen dilakukan dengan memperhatikan luas diagram pada masing-masing lapisan.

Beban lateral ultimit, ditentukan dengan mengambil momen terhadap titik rotasi yang telah diperoleh :

$$H_u (2,2 + 6,5 - 1,7) = 7 H_u =$$

$$52,5 \times 1,25 \times 6,68 = 438,38$$

$$84 \times 1,25 \times 5,43 = 570,15$$

$$838 \times 1 \times 4,3 = 3603,4$$

$$876 \times 0,3 \times 2,65 = 710,73$$

$$\Sigma M = 8213,46 \text{ kN.m}$$

$$H_u = \frac{8213,46}{7} = 1173,4 \text{ kN per meter lebar tiang}$$

Untuk 1 tiang berdiameter 0,9 m, maka $H_u = 0,9 \times 1173,4 = 1056,02 \text{ kN}$.

Contoh soal 2.20 :

Tiang baja dengan diameter 0,25 m dan panjang 18 m dipancang ke dalam tanah pasir dengan $N = 10$ dan $\gamma = 1,83 \text{ t/m}^3 = 18 \text{ kN/m}^3$. Kapasitas momen maksimum tiang $M_y = 218 \text{ kN.m}$ dan EI (tiang) = $19,4 \times 10^4 \text{ kN.m}^2$. Kepala tiang dianggap terjepit dalam pelat penutup tiang. Jika defleksi tiang yang diperbolehkan 0,25 inchi, dengan metode Broms, berapakah beban lateral tiang ijin?

Penyelesaian :

Dengan $N = 10$, dari **Gambar 2.13**, diperoleh $\phi = 30^\circ$

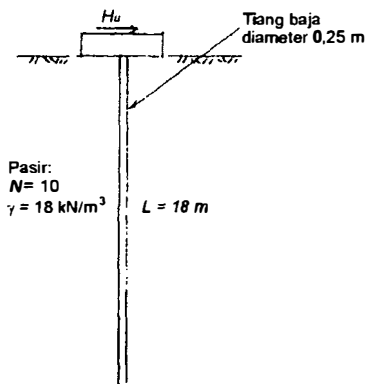
$$K_p = \text{tg}^2 (45 + \phi/2) = \text{tg}^2 (45 + 30/2) = 3$$

(1) Cek keruntuhan tanah akibat beban lateral tiang

Momen maksimum yang harus ditahan oleh tiang, bila tanah didesak ke arah horisontal oleh tiang sampai tanahnya runtuh:

$$M_{mak} = \gamma d L^3 K_p = 18 \times 0,25 \times 18^3 \times 3 = 78732 \text{ kN.m} > M_y = 218 \text{ kN.m.}$$

Karena $M_{mak} > M_y$, maka tidak terjadi keruntuhan tanah, sehingga gaya horisontal ultimit ditentukan oleh kekuatan bahan tiang dalam menahan beban momen (hitungan berdasarkan tiang panjang).



Gambar C2.14.

(2) Cek keruntuhan tiang akibat momen lentur maksimum tiang

Bila digunakan persamaan:

$$H_u = \frac{2M_y}{e + 2 \frac{f}{3}}$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{dK_p \gamma}} = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{0,25 \times 3 \times 18}} = 0,223 \sqrt{H_u}$$

$$H_u = \frac{2 \times 218}{0 + \left(2 \times 0,223 \sqrt{H_u} \times \frac{1}{3}\right)} = 204,7 \text{ kN}$$

$$H = \frac{H_u}{F} = \frac{204,7}{3} = 68,2 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots(a)$$

Bila digunakan grafik:

$$M_y / (d^4 \gamma K_p) = 218 / (0,25^4 \times 18 \times 3) = 1033$$

Dari **Gambar 2.77b**, untuk ujung jepit, diperoleh :

$$H_u / K_p d^3 \gamma = 240$$

$$H_u = 240 \times 3 \times 0,25^3 \times 18 = 202,5 \text{ kN}$$

Dengan memberikan faktor aman $F = 3$:

$$H = H_u/F = 202,5/3 = 67,5 \text{ kN} \quad (\text{hampir sama})$$

(3) Cek defleksi tiang akibat beban lateral

$$y_o = 0,25 = 0,25 \times 2,54 \times 0,01 = 0,0064 \text{ m}$$

Untuk tanah pasir tidak padat, diambil $n_h = 2500 \text{ kN/m}^3$ (Tabel 2.19)

$$\alpha = (n_h/E_p I_p)^{1/5} = [2500/(19,4 \times 10^4)]^{1/5} = 0,42$$

Karena, $\alpha L = 0,42 \times 18 = 7,5 > 4$, maka termasuk tiang panjang.

Dari Persamaan (2.123) (untuk tiang panjang dengan ujung-jepit):

$$y_o = \frac{0,93H}{(n_h)^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}}$$

$$H = (1/0,93) \times 0,0064 \times (2500)^{3/5} \times (19,4 \times 10^4)^{2/5} = 98 \text{ kN} \dots\dots\dots(b)$$

Beban lateral ijin tiang dipilih nilai terkecil dari hitungan langkah (a) dan (b).

Jadi, beban lateral ijin untuk defleksi 0,25", $H_a = 68,2 \text{ kN}$.

Contoh soal 2.21 :

Tiang baja berdiameter $d = 0,25 \text{ m}$ dipancang dalam tanah lempung kaku homogen dengan $c_u = 150 \text{ kN/m}^2$, $\phi_u = 0$. Panjang tiang 10 m, dan $E_p I_p = 19,4 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$. Tiang dianggap mempunyai ujung bebas dengan $e = 0,20 \text{ m}$. Dengan metode Broms, tentukan beban lateral ijin, bila defleksi tiang maksimum 6 mm. Koefisien reaksi *subgrade* horisontal $k_h = 26720 \text{ kN/m}^3$, tahanan momen bahan tiang $M_y = 218 \text{ kN.m}$.

Penyelesaian :

(1) Menghitung gaya lateral yang memenuhi syarat defleksi maksimum

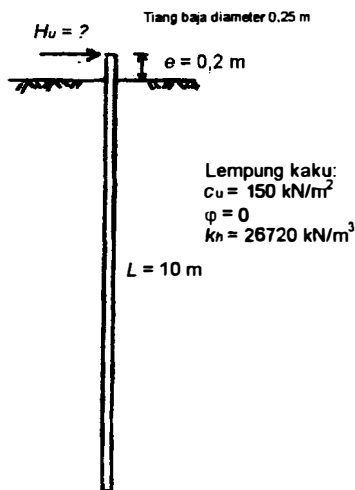
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h d}{4 E_p I_p}} = \sqrt[4]{\frac{26720 \times 0,25}{4 \times 19,4 \times 10^4}} = 0,31$$

Karena $\beta L = 0,31 \times 10 = 3,1 > 2,5$, maka termasuk tiang panjang.

Dari Persamaan (2.117a),

$$y_o = \frac{2H\beta(e\beta + 1)}{k_h d}$$

$$H = \frac{y_o k_h d}{2\beta(e\beta + 1)} = \frac{0,006 \times 26720 \times 0,25}{2 \times 0,31 \times (0,2 \times 0,31 + 1)} = 60,9 \text{ kN} \dots\dots\dots(a)$$



Gambar C2.15.

(2) Menghitung gaya lateral ultimit H_u

Untuk menghitung H_u , dicoba lebih dulu dengan menggunakan grafik **Gambar 2.74**:

Untuk momen maksimum $M_y = 218 \text{ kNm}$

$$e/d = 0,2/0,25 = 0,8$$

$$\frac{M_y}{c_u d^3} = \frac{218}{150 \times 0,25^3} = 93,01$$

Dari **Gambar 2.74**, diperoleh

$$\frac{H_u}{c_u d^2} = 28 \text{ atau } H_u = 28 \times 150 \times 0,25^2 = 262,5 \text{ kN}$$

Jika dihitung dengan rumus (dianggap dulu sebagai tiang pendek):

$$M_{mak} = H_u (e + 1,5d + 0,5f) \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{mak} = (9/4)dg^2c_u \dots\dots\dots(2)$$

Dari (1) dan (2), diperoleh persamaan:

$$H_u (e + 1,5d + 0,5f) = (9/4)dg^2c_u$$

$$H_u (0,2 + 1,5 \times 0,25 + 0,5f) = (9/4) \times 0,25 \times g^2 \times 150$$

$$H_u (0,575 + 0,5f) = 84,4 \text{ g}^2$$

$$\text{Karena: } g = L - (f + 1,5d) = 10 - \left(\frac{H_u}{9c_u d} + 1,5 \times 0,25 \right) \left(\text{dengan } f = \frac{H_u}{9c_u d} \right)$$

$$g = 10 - \left(\frac{H_u}{9 \times 150 \times 0,25} + 0,375 \right) = 9,625 - 0,003 H_u$$

$$\text{Jadi, } H_u (0,575 + 0,0015 H_u) = 84,4 (9,625 - 0,003 H_u)^2$$

$$H_u^2 + 1437,8 H_u - 10565945,9 = 0$$

Dari persamaan kwadrat tersebut diperoleh,

$$H_u = 2610,7 \text{ kN dan } f = 2610,7 / (9 \times 150 \times 0,25) = 7,74 \text{ m}$$

Momen maksimum yang harus ditahan oleh tiang, bila tanah didesak ke arah horisontal oleh tiang sampai tanahnya runtuh:

$$\begin{aligned} M_{mak} &= H_u (e + 1,5d + 0,5f) = 2610,7 (0,2 + 1,5 \times 0,25 + 0,5 \times 7,74) \\ &= 11600,2 \text{ kN.m} > M_y = 218 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Karena $M_{mak} > M_y$, maka termasuk tiang panjang (tiang lebih dulu patah).

Dihitung lagi dengan memakai persamaan:

$$M_y = H_u (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$218 = H_u \left(0,2 + 1,5 \times 0,25 \times \frac{0,5 H_u}{9 \times 150 \times 0,25} \right)$$

Diperoleh, $H_u = 280 \text{ kN}$ (mendekati 262,5 kN).

Dengan memberikan faktor aman $F = 3$, maka

$$H = 280/3 = 93,33 \text{ kN} \dots\dots\dots (b)$$

Dari hasil hitungan (a) dan (b) dipilih H yang terkecil. Jadi, gaya horisontal ijin, $H_a = 60,9 \text{ kN}$.

Contoh soal 2.22:

Tiang dari beton bertulang bujursangkar lebar 0,30 m dan panjang 20 m terjepit pada bagian puncaknya. Tiang tersebut mengalami beban lateral (beban geser) 89 kN. Karakteristik tanah di sekitar tiang: tanah pasir kepadatan sedang, $\phi = 36^\circ$, $c = 0$ dan $\gamma = 18,85 \text{ kN/m}^3$. Muka air tanah pada kedalaman 13,30 m. Kuat tekan beton bahan tiang pada umur 28 hari, $f'_c = 41,38 \text{ Mpa}$. Dengan metode Evans dan Duncan, tentukan:

- (a) defleksi lateral di puncak tiang
- (b) momen maksimum.

Penyelesaian:

Tiang bujursangkar $R_1 = 1,70$, pada pasir $\lambda = 1$

Untuk pasir kepadatan sedang $\varepsilon_{50} = 0,002$

Faktor tekanan pasif : $C_{p\varphi} = \varphi/10 = 36/10 = 3,6$

Untuk tanah pasir (granuler) **(Persamaan (2.129e))**:

$$\begin{aligned}\sigma_p &= 2C_{p\varphi} \gamma d \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) \\ &= 2 \times 3,6 \times 18,85 \times 0,3 \times \operatorname{tg}^2(45^\circ + 36^\circ/2) \\ &= 156,83 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Modulus elastis beton:

$$\begin{aligned}E &= 15200 \sigma_r (f'_c / \sigma_r)^{0.5} \\ &= 15200 \times 0,10 \times \left(\frac{41,38}{0,10} \right)^{0.5} = 30920000 \text{ kPa}\end{aligned}$$

(a) *Hitungan defleksi di puncak tiang*

Persamaan (2.129a) (dengan $d = B$):

$$\begin{aligned}V_c &= \lambda B^2 E R_1 \left(\frac{\sigma_p}{E R_1} \right)^m (\varepsilon_{50})^n \\ &= 1 \times 0,3 \times 30920000 \times 1,7 \left(\frac{156,83}{30920000 \times 1,7} \right)^{0.57} (0,002)^{-0.22} \\ &= 13160 \text{ kN} \\ V/V_c &= 89/13160 = 0,0068\end{aligned}$$

Dari **Gambar 2.91**; $y/d = 0,015$

Jadi, defleksi di puncak tiang:

$$y = 0,015 \times 0,3 = 0,0045 \text{ m} = 0,45 \text{ cm}$$

(b) *Hitungan momen maksimum*

Persamaan (2.129b):

$$\begin{aligned}M_c &= \lambda B^3 E R_1 \left(\frac{\sigma_p}{E R_1} \right)^m (\varepsilon_{50})^n \\&= 1 \times 0,3^3 \times 30920000 \times 1,7 \left(\frac{156,83}{30920000 \times 1,7} \right)^{0,40} (0,002)^{-0,15} \\&= 22223 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

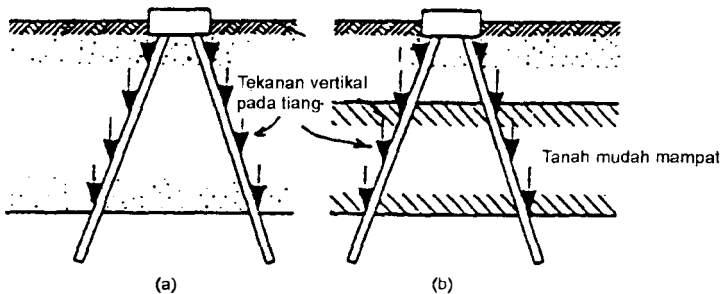
Dari **Gambar 2.93**: $M_c/M_{\text{mak}} = 0,0041$

Jadi, momen maksimum pada tiang:

$$M_{\text{mak}} = 0,0041 \times 22223 = 91,1 \text{ kN.m}$$

2.14.5 Tiang Miring

Tahanan tiang vertikal terhadap gaya lateral umumnya sangat kecil, walaupun kondisi tanah baik. Hal yang paling baik dilakukan agar tiang dapat mendukung beban lateral secara optimal adalah dengan memasang tiang miring (**Gambar 2.92**). Sudut miring tiang terhadap garis vertikal dibuat sebesar mungkin. Namun hal ini bergantung pada tipe tiang yang digunakan. Tiang miring umumnya dipakai bila tiang dipengaruhi oleh beban lateral yang lebih dari 5 kN per tiang (Teng, 1962). Kemiringan tiang yang sering dipakai: 1H : 12V sampai 5H : 12V (H = horisontal, V = vertikal).



Gambar 2.95 Tiang dipasang miring untuk menahan gaya lateral.

(a) Timbunan turun akibat berat sendiri.

(b) Timbunan di atas tanah lunak.

Bila tiang miring berada dalam tanah timbunan yang turun akibat berat tanahnya sendiri (**Gambar 2.95a**), atau berada dalam lapisan lempung lunak

(mudah mampat) yang mendukung beban tanah timbunan (**Gambar 2.95b**), beban vertikal pada bagian atas tiang dapat menyebabkan momen lentur yang besar dalam badan tiang. Karena itu, pemasangan tiang miring kadang-kadang tidak cocok untuk struktur yang dibangun diatas tanah pada kondisi-kondisi tersebut.

Banyak cara yang telah diusulkan untuk menganalisis kelompok tiang yang mendukung beban lateral dan momen, antara lain :

1. Cara stastis, yaitu cara mengabaikan pengaruh tanah dan menganggap tanah sebagai suatu sistem struktur murni.
2. Cara dengan menganggap tanah sebagai bahan elastis dan interaksi antara tiang-tiang diperhitungkan sepenuhnya.
3. Cara dengan mereduksi kelompok tiang menjadi suatu sistem struktural, tetapi dengan memperhatikan pengaruh tanah, yaitu dengan memperhitungkan panjang ekivalen tiang-tiang.

1) Kelompok tiang dianggap sebagai suatu sistim statis tertentu, dengan mengabaikan pengaruh tanah

Dalam cara ini, tiang-tiang dianggap hanya menahan gaya desak dan tarik. Untuk menghitung tekanan pada masing-masing tiang di dalam kelompoknya digunakan cara grafis Culmann (Terzaghi, 1943). Untuk itu, tiang-tiang dikelompokkan menurut kemiringannya, dengan tiap-tiap kelompok dianggap menerima beban yang sama besar dan seluruh tiang dianggap dibebani secara aksial. Didasarkan pada anggapan tersebut, garis kerja resultan gaya-gaya yang bekerja dapat digambarkan. Hitungan cara grafik Culmann, dilakukan sebagai berikut (**Gambar 2.96**).

- (1) Gambarkan profil fondasi tiang dan tentukan pusat garis kerja tiap-tiap kelompok tiang yang sejajar.
- (2) Gambarkan resultan R yang merupakan resultan gaya-gaya yang bekerja pada tiang. Garis kerja R memotong pusat berat tiang vertikal kelompok 1, pada titik a .
- (3) Dari perpotongan garis-garis kerja tiang kelompok 2 dan 3 di titik B , hubungkan titik a dan b .
- (4) Uraikan resultan gaya R ke dalam gaya-gaya V dan Q , dimana Q sejajar dengan ab .
- (5) Kelompok 1 mendukung beban V , kelompok 2 dan 3 mendukung gaya B .
- (6) Uraikan gaya B ke arah garis kerja kelompok tiang 2 dan 3.

dengan

Q_v = beban vertikal pada masing-masing tiang

n = jumlah tiang

x, y = berturut-turut jarak-jarak tiang terhadap sumbu- y dan x

V = jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang

e_x, e_y = berturut-turut eksentrisitas searah sumbu- x dan y (lihat

Gambar 2.63)

M_x, M_y = berturut-turut momen terhadap sumbu x dan y

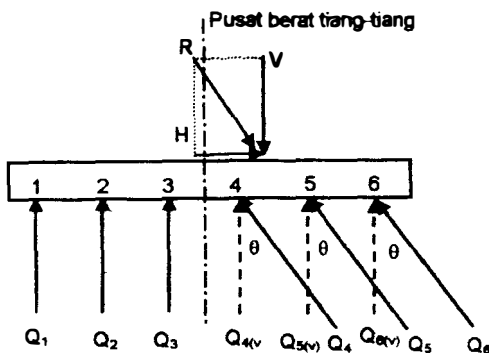
Masing-masing tiang dianggap mendukung beban aksial Q_1, Q_2, \dots, Q_n .
Besarnya beban aksial pada tiang:

$$Q_n = \frac{Q_v}{\cos \theta} \quad (2.131a)$$

dengan θ adalah sudut antara tiang dengan garis vertikal. Untuk tiang-tiang yang dipancang tegak, maka beban aksial: $Q_n = Q_v$.

Gaya vertikal yang didukung oleh tiang miring, dengan kemiringan $\text{ctg } \theta = m$ (atau kemiringan, m Vertikal : 1 Horizontal), adalah:

$$Q_n = Q_v \frac{\sqrt{(1+m^2)}}{m} \quad (2.131b)$$



Gambar 2.97 Hitungan tiang miring secara analitis.

Gaya horisontal (transversal) yang bekerja pada tiang dengan kemiringan m , adalah :

$$Q_h = Q_v/m \text{ atau } Q_h = Q_n/\sqrt{(1+m^2)} \quad (2.131c)$$

Bila hitungan betul-betul tepat, tiang-tiang miring harus mempunyai kemiringan sedemikian hingga poligon gaya yang terjadi harus tertutup. Namun secara pendekatan, $Q_h = 4,5$ kN per tiang masih dapat ditoleransikan (Teng, 1982). Bila sisa gaya horisontal yang didukung oleh tiang-tiang miring masih terlalu besar, maka sisa gaya tersebut akan didukung oleh seluruh tiang-tiang yang mendukung bangunan.

3) Hitungan didasarkan pada teori elastis

Pada cara ini analisis kelompok tiang didasarkan pada teori elastis. Beberapa cara elastis telah diusulkan untuk menganalisis kelompok tiang. Diantaranya adalah cara yang didasarkan pada teori balok pada fondasi elastis (*beam on elastic foundation*). Cara ini didasarkan pada anggapan-anggapan sebagai berikut :

- (1) Beban yang didukung oleh setiap tiang sebanding dengan perpindahan letak kepala tiang.
- (2) Pelat penutup tiang (*pile cap*) sangat kaku.
- (3) Seluruh tiang berkelakuan sama.
- (4) Fondasi hanya mengalami perpindahan letak yang relatif kecil.
- (5) Tanah di sekitar tiang berkelakuan seperti bahan elastis yang menahan rotasi dan translasi pada ujungnya (Hrennikoff, 1950).

Tiang-tiang dianggap terjepit pada pelat penutup (*pile cap*) atau tidak tergantung dari kedalaman penanaman kepala tiang pada pelat penutup. Prosedur analisis kelompok tiang yang disajikan oleh Hrennikoff (1950) dijelaskan pada **Gambar 2.98**.

Dalam hitungan diperlukan nilai-nilai koefisien reaksi *subgrade* horisontal (k_h) yang dapat didekati dengan persamaan yang diusulkan oleh Terzaghi (1955) sebagai berikut :

- (1) Untuk tanah pasir:

$$k_h = k_1 (z/d) \quad (2.132)$$

dengan,

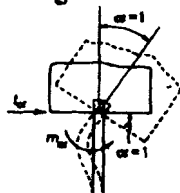
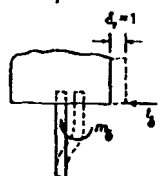
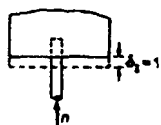
k_h = koefisien *subgrade* horisontal

k_1 = koefisien *subgrade* untuk tiang dengan lebar 1 ft (300 mm) pada kedalaman 30 cm (**Tabel 2.22**)

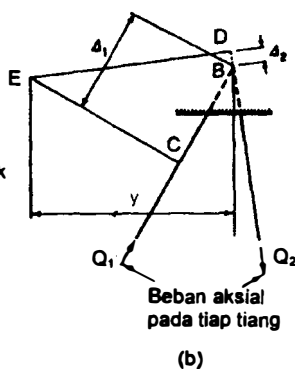
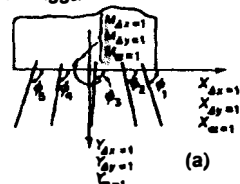
z = kedalaman

d = lebar fondasi

1. Tentukan konstanta elastik



2. Tentukan konstanta elastik dengan menganggap fondasi tiang tak terhingga



Gambar 2.98 Hitungan tiang miring secara elastis.

Nilai-nilai k_i ditunjukkan dalam Tabel 2.22, dengan nilai-nilainya mendekati sama (hanya ditampilkan dalam satuan yang berbeda) dengan nilai n_h untuk pasir dalam Tabel 2.19.

Tabel 2.22 Nilai-nilai k_i untuk tanah pasir

Macam tanah pasir	k_i (lb/in ³)		
	Pasir tak padat	Sedang	Pasir padat
Kering atau lembab	8	24	65
Terendam air	4	16	40

Catatan: 1 lb/in³ = 277 kN/m³.

(2) Untuk tanah lempung (sama seperti **Persamaan 2.126**):

$$k_h = k_f / 1,5d \quad (2.133)$$

dengan k_f dan d didefinisikan seperti tersebut di atas. Nilai k_f untuk tanah lempung ditunjukkan dalam **Tabel 2.23**, yang nilainya mendekati nilai-nilai pada **Tabel 2.18**.

Tabel 2.23 Nilai-nilai k_f untuk tanah lempung

k_f (lb/in ³)			
Lempung lunak	Lempung kaku	Lempung sangat kaku	Lempung keras
0 - 50	85	170	350

Prosedur untuk menganalisis tiang miring yang disarankan oleh Hrennikoff (1950) adalah sebagai berikut (**Gambar 2.98a**) :

(a) Tentukan konstanta elastis untuk tiang tunggal

(a.1) Perpindahan longitudinal satuan ($\delta_l = 1$) menimbulkan beban n pada tiang. Nilai ini ditentukan dari pengujian tiang di lapangan.

(a.2) Perpindahan horisontal (transversal) satuan ($\delta_t = 1$) menimbulkan tahanan transversal tiang t_δ dan momen ujung-jepit (*fixed end*) m_δ .

Dari teori elastis :

Untuk tiang ujung-jepit:

$$t_\delta = k_h/\beta \quad \text{dan} \quad m_\delta = k_h/(2\beta^2) \quad (2.134a)$$

Untuk tiang ujung-bebas:

$$t_\delta = k_h/(2\beta) \quad \text{dan} \quad m_\delta = 0 \quad (2.134b)$$

dengan k_h adalah konstanta elastis tanah yang disebut koefisien reaksi *subgrade* (horisontal).

$$\beta = (k_h/4EI)^{1/4} \quad (2.135)$$

dengan

E = modulus elastis bahan tiang (kN/m²)

I = momen inersia penampang tiang (m⁴)

(a.3) Rotasi satuan ($\alpha = 1$ radian) mengakibatkan tahanan transversal t_α dan momen m_α .

Dari teori elastis:

$$m_\alpha = k_h/(2\beta^3) \quad (2.136a)$$

$$t_{\alpha} = m_{\delta} \quad (2.136b)$$

$$m_{\alpha} = t_{\alpha} = 0; \text{ untuk tiang ujung bebas} \quad (2.136c)$$

- (b) Tentukan konstanta elastis fondasi keseluruhan (dengan menganggap fondasi sangat kaku).

Perpindahan horisontal satuan dari fondasi ($\Delta x = 1$) mengakibatkan gaya tahanan horisontal $X_{\Delta x=1}$ dan tahanan momen $M_{\Delta x=1}$, gaya tahanan vertikal $Y_{\Delta x=1}$ dan tahanan momen $M_{\Delta y=1}$.

Perpindahan vertikal dan rotasi satuan mengakibatkan tahanan yang sama seperti yang telah diperlihatkan.

Dari teori elastis :

$$Y_{\Delta x=1} = X_{\Delta y=1} \quad (2.137a)$$

$$M_{\Delta x=1} = X_{\alpha=1} \quad (2.137b)$$

$$M_{\Delta y=1} = Y_{\alpha=1} \quad (2.137c)$$

Dengan geometri sederhana dan statis, konstanta-konstanta di atas dapat dinyatakan dalam konstanta elastis untuk tiang tunggal yang telah ditentukan dari langkah (1) :

$$X_{\Delta x=1} = - \Sigma(n \cos^2 \varphi + t_{\delta} \sin^2 \varphi) \quad (2.138a)$$

$$Y_{\Delta x=1} = - \frac{1}{2} (n - t_{\delta}) \Sigma(\sin 2\varphi) \quad (2.138b)$$

$$M_{\Delta x=1} = - \frac{1}{2} (n - t_{\delta}) \Sigma(X \sin 2\varphi) + m_{\delta} \Sigma(\sin \varphi) \quad (2.138c)$$

dengan x adalah koordinat kepala tiang dari sembarang kedudukan awal. Kepala tiang ke kiri pusat berat x bernilai negatif.

$$Y_{\Delta y=1} = - \Sigma(n \sin^2 \varphi + t_{\delta} \cos^2 \varphi) \quad (2.139a)$$

$$M_{\Delta y=1} = - \Sigma(n \sin^2 \varphi + t_{\delta} \cos^2 \varphi) X - m_{\delta} \Sigma(\cos \varphi) \quad (2.139b)$$

$$M_{\alpha=1} = - \Sigma[(n \sin^2 \varphi + t_{\delta} \cos^2 \varphi) X^2] - 2 m_{\delta} \Sigma(X \cos \varphi) - N m_{\alpha} \quad (2.139c)$$

dengan N = jumlah tiang total

- (c) Penyelesaian dari persamaan-persamaan di atas

$$X_{\Delta x=1} \Delta x + X_{\Delta y=1} \Delta y + X_{\alpha=1} \alpha + H = 0 \quad (2.135a)$$

$$X_{\Delta y=1} \Delta x + Y_{\Delta y=1} \Delta y + Y_{\alpha=1} \alpha + V = 0 \quad (2.135b)$$

$$X_{\alpha=1} \Delta x + Y_{\alpha=1} \Delta y + M_{\alpha=1} \alpha + M = 0 \quad (2.135c)$$

dengan Δx , Δy , α berturut-turut adalah perpindahan-perpindahan letak tiang akibat gaya H di sepanjang sumbu- x , V di sepanjang sumbu- y dan momen M terhadap pusat kelompok tiang.

- (d) Tentukan perpindahan letak tiang :

Dengan geometri sederhana persamaan berikut ini diderivasi untuk sembarang tiang tunggal :

$$\begin{aligned}\delta_l &= \text{perpindahan longitudinal (desak)} \\ &= \Delta x \cos \varphi + \Delta y \sin \varphi + \alpha X \sin \varphi\end{aligned}\quad (2.140a)$$

dengan X = koordinat kepala tiang

$$\begin{aligned}\delta_t &= \text{perpindahan transversal, ke kanan} \\ &= \Delta x \sin \varphi - \Delta y \cos \varphi - \alpha X \cos \varphi\end{aligned}\quad (2.140b)$$

- (e) Tentukan gaya-gaya tiang :

$$Q_l = \text{gaya longitudinal (desak)} = n \delta_l \quad (2.141a)$$

$$\begin{aligned}Q_t &= \text{gaya transversal (bekerja pada tiang ke kanan)} \\ &= -t_s \delta_t + M_s \alpha\end{aligned}\quad (2.141b)$$

$$\begin{aligned}Q_m &= \text{momen (bekerja pada tiang searah jarum jam)} \\ &= M_s \delta_t - M_a \alpha\end{aligned}\quad (2.141c)$$

Dalam praktek, sering diinginkan untuk menghitung jumlah gerakan lateral akibat beban-beban rencana. Jika sifat-sifat elastis tiang diketahui, analisis tiang miring dapat dilakukan seperti yang disarankan oleh Teng (1962), sebagai berikut (lihat **Gambar 2.98b**):

- (1) Tentukan penurunan tiang tunggal akibat beban aksial dari uji beban pelat (*plate load test*):

$$\begin{aligned}S_Q &= \text{penurunan akibat beban desak } Q \\ S_T &= \text{gerakan ke atas akibat beban tarik } T\end{aligned}$$

- (2) Hitung :

$$\Delta_1 = S_Q Q_l / Q \quad (2.142a)$$

$$\Delta_2 = -S_T Q_2 / T \quad (2.142b)$$

dengan Q_l dan Q_2 adalah beban-beban aksial pada tiap tiang.

- (3) Gambarkan garis CE tegak lurus terhadap tiang Q_l dengan C adalah sebuah titik pada garis kerja tiang Q_l yang berada pada jarak Δ_1 dari B.

Gambarkan DE tegak lurus tiang Q_2 , dengan D adalah sebuah titik pada garis kerja tiang Q_2 pada jarak Δ_2 dari B.

- (4) Garis CE dan DE berpotongan pada titik E. Jarak horisontal antara titik B dan E adalah perpindahan lateral tiang yang dihitung (y_0).

Contoh soal 2.22 :

Tiang baja H yang disusun seperti dalam **Gambar C2.16**. Tiang-tiang mempunyai lebar sisi 25 cm, $E_p = 2100000 \text{ kg/cm}^2$, $I_p = 8774 \text{ cm}^4$. Modulus reaksi *subgrade* tanah $k_h = 24,5 \text{ kg/cm}^2$. Hubungan tiang terhadap pelat penutup tiang dianggap sendi (tiang ujung bebas). Gaya vertikal untuk perpindahan satuan $n = 90 \text{ ton}$. Hitung gaya-gaya desak dan transversal yang bekerja pada tiang.

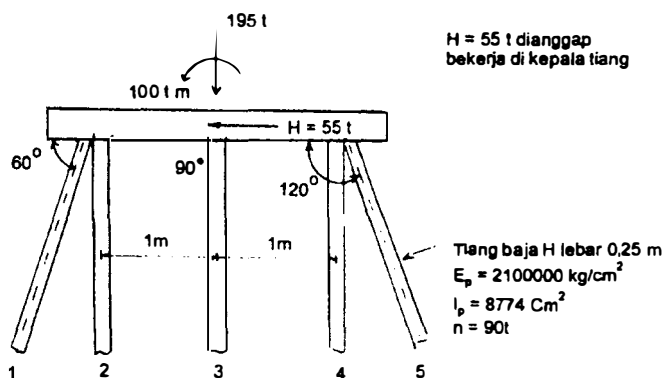
Penyelesaian :

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{24,5}{4(2100000)(8774)}} = 0,0043 \text{ cm}$$

$$t_\delta = k_h/2\beta = 24,5/(2 \times 0,0043) = 2849 \text{ kg/cm} = 2,85 \text{ t/cm}$$

Karena kepala tiang berupa sendi atau ujung bebas, maka

$$m_\delta = 0 \text{ dan } m_\alpha = t_\alpha = 0.$$



Gambar C2.16.

(1) Menentukan konstanta elastis tiang

Dihitung lebih dulu, nilai-nilai $\sin \varphi$, $\sin^2 \varphi$, $\sin 2\varphi$, $\cos \varphi$, $\cos^2 \varphi$ (Tabel C2.7a).

Tabel C2.7a.

$\varphi = 60^\circ$	$\varphi = 90^\circ$	$\varphi = 120^\circ$
$\sin \varphi = 0,87$	1	0,87
$\cos \varphi = 0,50$	0	-0,50
$\sin 2\varphi = 0,87$	0	-0,87
$\sin^2 \varphi = 0,75$	1	0,75
$\cos^2 \varphi = 0,25$	0	0,25

Dengan memperhatikan nilai-nilai dalam Tabel C2.7a.

$$\begin{aligned}X_{\Delta x=l} &= -(90 \times 1 \times 2 + 90 \times 0 \times 3 + 2,85 \times 0,75 \times 2 + 2,85 \times 1 \times 3) \\&= -57,83 \text{ t}\end{aligned}$$

$$X_{\Delta y=l} = -(1/2) (90 - 2,85) (0,87 \times 1 \times 2 + 0 \times 0,3) = -75,47 \text{ t}$$

$$M_{\Delta x=l} = -(1/2) (90 - 2,85) (100 \times 0,87 - 100 \times 0,866) + 0 = 0$$

$$\begin{aligned}Y_{\Delta y=l} &= -(90 \times 0,75 \times 2 + 90 \times 1 \times 3 + 2,85 \times 0,25 \times 2 + 2,85 \times 0 \times 3) \\&= -406,4 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\Delta y=l} &= -(90 \times 0,75 \times 2 + 90 \times 1 \times 2 + 2,85 \times 0,25 \times 2 + \\&\quad 2,85 \times 0 \times 2)(100 - 100) - 0 = 0\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\alpha=l} &= -(90 \times 0,75 \times 2 + 90 \times 1 \times 2 + 2,85 \times 0,25 \times 2 + 2,85 \times \\&\quad 0 \times 2)100^2 - 0 - 0 = -3164250 \text{ t}^2.\text{cm}\end{aligned}$$

Kemudian dibentuk persamaan :

$$-57,83 \Delta x - 75,47 \Delta y - 0 + 55 = 0$$

$$-75,47 \Delta x - 406,4 \Delta y - 0 + 195 = 0$$

$$0 + 0 - 3164250 \alpha + 100000 = 0$$

Diperoleh,

$$\Delta y = 0,4 ; \Delta x = 0,43 ; \alpha = 0,003 \text{ rad.}$$

(b) Hitungan perpindahan longitudinal tiang (**Tabel C2.7b**)

Tabel C2.7b.

Tiang no.	$\delta_l = \Delta x \cos \varphi + \Delta y \sin \varphi + \alpha x \sin \varphi$		
1	$0,43 \times 0,5 + 0,4 \times 0,87 + 0,003 \times 100 \times 0,87$		= 0,82 cm
2	$0,43 \times 0 + 0,4 \times 1 + 0,003 \times 100 \times 1$		= 0,70 cm
3	$0,43 \times 0 + 0,4 \times 1 + 0$		= 0,40 cm
4	$0,43 \times 0 + 0,4 \times 1 + 0,003 \times (-100) \times 1$		= 0,10 cm
5	$0,43 \times (-0,5) + 0,4 \times 0,87 + 0,003 \times (-100) \times 0,87$		= -0,13 cm

Tabel C2.7c.

Tiang no.	Beban tiang (Q_l) (t)	
1	$90 \times 0,82$	= 73,8
2	$90 \times 0,70$	= 63
3	$90 \times 0,4$	= 36
4	$90 \times 0,1$	= 9
5	$90(-0,13)$	= -11,7

Tabel C2.7d.

Tiang no.	$\delta_t = \Delta x \sin \varphi + \Delta y \cos \varphi + \alpha x \cos \varphi$		
1	$0,43 \times 0,87 + 0,40 \times 0,5 + 0,003 \times 100 \times 0,50$		= 0,72 cm
2	$0,43 \times 1 + 0,40 \times 0 + 0,003 \times 100 \times 0$		= 0,43 cm
3	$0,43 \times 1 + 0,40 \times 0 + 0,003 \times 0 \times 0$		= 0,43 cm
4	$0,43 \times 1 + 0,40 \times 0 + 0,003 \times (-100) \times 0$		= 0,43 cm
5	$0,43(+0,87) + 0,4(-0,50) + 0,003(-100)(-0,50)$		= 0,32 cm

Hitungan beban desak tiang dilakukan dalam **Tabel C2.7c** dan hitungan perpindahan tiang arah transversal dilakukan dalam **Tabel C2.7d**.

Sedang, hitungan beban tiang arah transversal ($t_\delta = 2,85$ t/cm, $M_\delta = 0$) dilakukan dalam **Tabel C2.7e**.

Tabel C2.7e.

Tiang no.	Beban tiang ($Q_t = -t_\delta \delta_t + M_\delta \alpha$) (t)
1	-2,05
2	-3,23
3	-3,23
4	-3,23
5	-0,32

Nilai gaya transversal negatif menyatakan arah beban transversal ke kiri. Karena $M_\delta = M_\alpha = 0$, maka momen di kepala tiang juga nol.

Contoh soal 2.23 :

Dinding penahan tanah beton bertulang didukung oleh fondasi tiang, seperti diperlihatkan dalam **Gambar C2.17**. Tanah timbunan di belakang dinding berupa pasir dengan $\varphi = 30^\circ$, $c = 0$ dan $\gamma_b = 1,94 \text{ t/m}^3$ (19 kN/m^3). Tiang-tiang pada baris I miring dengan kemiringan $3V : 1H$ (atau $m = 3$), sedang yang lain dipasang vertikal. Berapa gaya aksial dan transversal yang bekerja pada tiap-tiap tiang, untuk susunan tiang-tiang seperti yang diperlihatkan dalam **Gambar 2.17b**. Berat volume beton bertulang $2,54 \text{ t/m}^3$ (25 kN/m^3).

Penyelesaian :

(a) Susunan tiang seperti pada **Gambar C2.17a**.

Dengan memperhatikan kedudukan tiang-tiang, maka untuk hitungan dapat ditinjau untuk setiap meter dinding penahan tanah. Dengan melihat letaknya, titik berat tiang-tiang akan terletak pada pusat tiang bagian tengah.

Absis tiang baris I : $x = -1,0 \text{ m}$

baris 2 : $x = 0 \text{ m}$

baris 3 : $x = +1,0 \text{ m}$

$$\Sigma x^2 = (-1)^2 + 0 + (1)^2 = 2 \text{ m}^2$$

Tekanan tanah aktif total pada dinding dihitung berdasarkan cara Rankine.

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - 15^\circ) = 0,33$$

$$P_a = 0,5 H^2 \gamma_b K_a = 0,5 \times 5^2 \times 19 \times 0,33 = 78,38 \text{ kN/m}$$

Jarak resultan gaya ke titik $Q = 5/3 = 1,67 \text{ m}$

Momen P_a terhadap $Q = 78,38 \times 1,67 = 130,63 \text{ kN.m}$

Hitungan jumlah tekanan vertikal dan jumlah momennya terhadap O , diperlihatkan dalam **Tabel C2.8**.

Tabel C2.8.

No.	Gaya vertikal per meter (kN)	Lengan ke O (m)	Momen ke O (kN.m)
1	$0,5 \times 4,4 \times 0,6 \times 25 = 33$	+0,4	13,2
2	$0,3 \times 4,4 \times 25 = 33$	+0,75	24,75
3	$0,6 \times 4,4 \times 19 = 50,16$	+1,20	60,19
4	$0,6 \times 3 \times 25 = 45$	0	0
	161,16		98,14

Untuk tiang-tiang pada baris 2 dan 3, karena tiang tegak, maka gaya aksial = gaya vertikal.

$$\text{- Baris 2 : } Q_2 = \frac{161,6}{3} + \frac{-32,49(0)}{2} + 0 = 53,72 \text{ kN/tiang}$$

$$\text{- Baris 3 : } Q_3 = \frac{161,6}{3} + \frac{-32,49(1)}{2} + 0 = 37,48 \text{ kN/tiang}$$

Gaya transversal yang masih harus didukung oleh setiap tiang =

$$\frac{78,38 - 23,32}{3} = 18,35 \text{ kN}$$

(b) Susunan tiang seperti pada **Gambar C2.17b**.

Dengan melihat susunan tiang-tiang, maka ditinjau gaya-gaya yang bekerja untuk dinding penahan tanah selebar 2 m. Titik berat tiang-tiang terhadap baris 1 :

$$4x_o = 1 \times 1 + 2 \times 1 = 3$$

$$x_o = 0,75 \text{ m (dari baris 1).}$$

Absis tiang-tiang baris 1 : $x = -0,75 \text{ m}$

baris 2 : $x = +0,25 \text{ m}$

baris 3 : $x = +1,25 \text{ m}$

$$\Sigma x^2 = 2 \times (-0,75)^2 + 1 \times 0,25^2 + 1 \times 1,25^2 = 2,75 \text{ m}^2$$

Hitungan jumlah tekanan vertikal dan jumlah momennya terhadap O , diperlihatkan dalam **Tabel C2.8**.

Tabel C2.8.

No.	Gaya vertikal per 2 m (kN)	Lengan ke O (m)	Momen ke O (kN.m)
1	$0,5 \times 4,4 \times 0,6 \times 25 \times 2 = 66$	+0,65	42,90
2	$0,3 \times 4,4 \times 25 \times 2 = 66$	+1,00	66,00
3	$0,6 \times 4,4 \times 19 \times 2 = 100,32$	+1,45	145,46
4	$0,6 \times 3 \times 25 \times 2 = 90$	+0,25	22,50
	322,32		276,86

$$P_a = 2 \times 78,38 = 156,76 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momen terhadap } O = 5/3 \times 156,76 = 261,27 \text{ kN.m}$$

$$\text{Momen total terhadap } O: M_y = 276,86 - 261,27 = 15,59 \text{ kN.m}$$

Jumlah tiang yang diperhitungkan, $n = 4$

$$\text{Gaya vertikal pada tiang : } Q_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2} \pm 0$$

$$\text{Baris 1 : } Q_{1(v)} = \frac{322,32}{4} + \frac{15,59(-0,75)}{2,75} + 0 = 76,33 \text{ kN/tiang}$$

$$\text{Gaya aksial } Q_l = 76,33 \times \frac{\sqrt{3^2 + 1}}{3} = 80,45 \text{ kN/tiang}$$

$$\text{Gaya horisontal } Q_{l(h)} = \frac{76,33}{3} = 25,44 \text{ kN/tiang}$$

$$\text{Baris 2 : } Q_2 = \frac{322,32}{4} + \frac{15,59(0,25)}{2,75} + 0 = 82 \text{ kN/tiang}$$

$$\text{Baris 3 : } Q_3 = \frac{322,32}{4} + \frac{15,59(1,25)}{2,75} + 0 = 87,67 \text{ kN/tiang}$$

Gaya transversal yang masih harus didukung oleh setiap tiang =

$$\frac{156,76 - 2(25,44)}{4} = 26,47 \text{ kN}$$

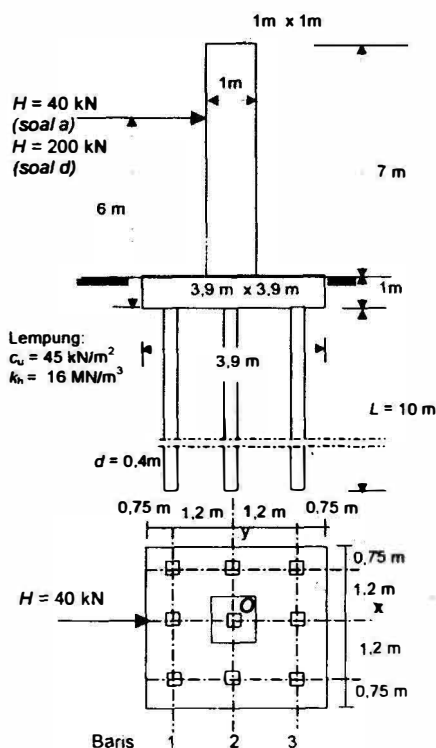
Contoh soal 2.24 :

Sebuah tugu menahan gaya horisontal sebesar 40 kN searah sumbu- x , pada jarak 6 m dari dasar *pile cap*. Ukuran-ukuran bangunan dapat dilihat pada **Gambar C2.18**. Bangunan tersebut didukung oleh 9 tiang bujursangkar dengan panjang $L = 10$ m, lebar $d = 0,4$ m dan masing-masing berjarak 1,2 m. Diketahui tanah dasar berupa lempung jenuh homogen dengan $k_h = 16 \text{ MN/m}^3$, $c_u = 45 \text{ kN/m}^2$. Tiang dari beton dianggap ujungnya terjepit (ujung jepit) pada *pile cap*, dengan $E_p = 2,5 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, berat volume = 24 kN/m^3 dan momen maksimum yang dapat ditahan tiang: $M_y = 50 \text{ kN.m}$.

Pertanyaan:

- Hitung gaya vertikal dan horisontal yang bekerja pada tiang.
- Hitung gaya horisontal ultimit dan defleksi akibat gaya H .
- Berapa faktor aman tiang terhadap gaya horisontal yang bekerja.
- Bila gaya horisontal H diperbesar sampai 5 (lima) kalinya ($H = 200 \text{ kN}$), hitung faktor aman tiang terhadap tarik, desak dan gaya horisontal. Diketahui setiap tiang dapat menahan gaya desak ultimit $Q_u = 600 \text{ kN}$ dan gaya tarik ultimit $Q_{tr} = 400 \text{ kN}$.

Penyelesaian:



Gambar C2.18.

Berat bangunan total = berat tugu + pile cap

$$= (1 \times 1 \times 7 \times 24) + (3,9 \times 3,9 \times 1 \times 24) = 533,04 \text{ kN}$$

Karena susunan tiang simetri maka titik berat pusat tiang berada di tengah-tengah.

$$\Sigma x^2 = 3(-1,2)^2 + 3(0)^2 + 3(1,2)^2 = 8,64 \text{ m}^2$$

Momen terhadap sumbu-y akibat gaya horisontal terhadap dasar pile cap:

$$M_y = Hy = 40 \times 6 = 240 \text{ kN.m}$$

a) Hitungan gaya vertikal dan horisontal pada tiang

a.1) Gaya vertikal pada masing-masing tiang:

Tiang-tiang deret 1:

$$Q_1 = \frac{V}{n} + \frac{M_y x_1}{\sum x^2} = \frac{533,04}{9} + \frac{240 \times (-1,2)}{8,64} = 25,89 \text{ kN/tiang (desak)}$$

Tiang-tiang deret 2:

$$Q_2 = \frac{V}{n} + \frac{M_y x_2}{\sum x^2} = \frac{533,04}{9} + \frac{240 \times 0}{8,64} = 59,23 \text{ kN/tiang (desak)}$$

Tiang-tiang deret 3:

$$Q_3 = \frac{V}{n} + \frac{M_y x_3}{\sum x^2} = \frac{533,04}{9} + \frac{240 \times (1,2)}{8,64} = 92,56 \text{ kN/tiang (desak)}$$

a.2) Gaya horisontal pada masing-masing tiang (dianggap sama) =

$$\frac{H}{n} = \frac{40}{9} = 4,44 \text{ kN}$$

b) Hitungan gaya horisontal ultimit dan defleksi tiang

b.1) Hitungan H_u

Tiang dengan ujung jepit pada tanah lempung, bila tiang sangat kuat maka gaya horisontal ultimit yang meruntuhkan tanah adalah (Persamaan (2.94)):

$$H_u = 9c_u d(L - 3d/2) = 9 \times 45 \times 0,4(10 - \frac{3 \times 0,4}{2}) = 1522,8 \text{ kN}$$

Pada H_u tersebut, momen yang terjadi pada tiang adalah (Persamaan (2.95)):

$$M_{\text{mak}} = H_u(L/2 + 3d/4) = 1522,8(10/2 + 3 \times 0,4/4) = 8070 \text{ kN.m} > M_y = 50 \text{ kN.m}$$

(Dalam hal ini, M_y = momen maksimum yang dapat ditahan tiang).

Karena $M_{\text{mak}} > M_y$, maka tiang termasuk tiang panjang.

$$f = \frac{H_u}{9c_u d} = 0,006 H_u$$

$$H_u = \frac{2M_y}{3d/2 + f/2} = \frac{2 \times 50}{(3 \times 0,4/2) + (0,006H_u/2)} = \frac{100}{0,6 + 0,003H_u}$$

$$100 = 0,6H_u + 0,003H_u^2$$

Diperoleh gaya horizontal ultimit tiap tiang: $H_u = 107,2$ kN.

b.2) Hitungan defleksi

$$I_p = (1/12)bh^3 = 1/12 \times 0,4 \times 0,4^3 = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h d}{4E_p I_p}} = \sqrt[4]{\frac{16000 \times 0,4}{4 \times 2,5 \times 10^6 \times 2,13 \times 10^{-3}}} = 0,74$$

$$\beta L = 0,74 \times 10 = 7,4 \text{ m} > 1,5 \text{ (termasuk tiang panjang)}$$

Defleksi tiang panjang dengan ujung jepit (**Persamaan (2.118)**):

$$y_o = \frac{H\beta}{k_h d} = \frac{4,44 \times 0,74}{16000 \times 0,4} = 0,0005 \text{ m} = 0,05 \text{ cm} < 1 \text{ cm (OK)}$$

c) Faktor aman terhadap keruntuhan akibat gaya horizontal yang bekerja:

$$F = \frac{H_u}{(H/n)} = \frac{107,2}{(40/9)} = 24 \text{ (sangat besar)}$$

d) Hitungan faktor aman bila gaya H diperbesar $5 \times 40 \text{ kN} = 200 \text{ kN}$

Momen akibat gaya H : $M_y = Hy = 200 \times 6 = 1200 \text{ kN}$.

Tiang-tiang deret 1:

$$Q_1 = \frac{V}{n} + \frac{M_y x_1}{\sum x^2} = \frac{533,04}{9} + \frac{1200 \times (-1,2)}{8,64} = -107,44 \text{ kN/tiang (tarik)}$$

Tiang-tiang deret 2:

$$Q_2 = \frac{V}{n} + \frac{M_y x_2}{\sum x^2} = \frac{533,04}{9} + \frac{1200 \times 0}{8,64} = 59,23 \text{ kN/tiang (desak)}$$

Tiang-tiang deret 3:

$$Q_3 = \frac{V}{n} + \frac{M_y x_3}{\sum x^2} = \frac{533,04}{9} + \frac{1200 \times (1,2)}{8,64} = 225,9 \text{ kN/tiang (desak)}$$

Faktor aman minimum terhadap gaya desak:

$$F = \frac{600}{225,9} = 2,65$$

Faktor aman terhadap gaya tarik:

$$F = \frac{400}{107,44} = 3,72$$

Faktor aman terhadap gaya horisontal:

$$F = \frac{H_u}{(H/n)} = \frac{107,2}{(200/9)} = 4,8$$

Defleksi yang terjadi:

$$\begin{aligned} y_o &= \frac{H\beta}{k_h d} = \frac{(200/9) \times 0,74}{16000 \times 0,4} \\ &= 0,0026 \text{ m} = 0,26 \text{ cm} \end{aligned}$$

2.15 Pengujian Tiang

Pada umumnya, uji beban tiang dilaksanakan untuk maksud-maksud sebagai berikut :

1. Untuk menentukan grafik hubungan beban dan penurunan, terutama pada pembebanan di sekitar beban rencana yang diharapkan.
2. Sebagai percobaan guna meyakinkan bahwa keruntuhan fondasi tidak akan terjadi sebelum beban yang ditentukan tercapai. Beban ini nilainya beberapa kali dari beban kerja yang dipilih dalam perancangan. Nilai pengali tersebut, kemudian dipakai sebagai faktor aman.
3. Untuk menentukan kapasitas ultimit tiang yang sebenarnya, yaitu untuk mengecek data hasil hitungan kapasitas tiang yang diperoleh dari rumus-rumus statis dan dinamis.

Banyak pengujian tiang dilaksanakan untuk maksud yang diterangkan dalam butir (1) di atas. Setelah itu, pembebanan lanjutan dapat dilakukan dengan menambah beban yang bertujuan untuk maksud pada butir (2) dan butir (3).

Pengujian beban memberikan hasil yang dapat dipercaya bila tiang terletak dalam tanah granuler. Bila tanah berbutir halus (lanau, lempung atau tanah yang banyak mengandung lempung dan lanau) pengujian beban hanya bertujuan untuk menentukan kapasitas ultimit. Akan tetapi hasilnya tidak menunjukkan data hubungan beban dan penurunan yang benar, karena hasil uji beban tiang umumnya belum menunjukkan pengaruh konsolidasi jangka panjang pada kapasitas dukung tiang. Bahkan, walaupun prosedur pengujian telah dituruti dengan benar, tenggang waktu pembebanan yang diberikan pada saat percobaan sering masih terlalu singkat untuk menunjukkan pengaruh penurunan akibat konsolidasi tanah.

Pengujian beban untuk tipe *tiang dukung ujung* yang dipancang dalam tanah lanau atau lempung harus dilakukan dengan perhatian khusus. Karena beban yang dicobakan hanya sebagian saja didukung oleh tahanan ujungnya. Sedangkan sebagian yang lain didukung oleh tahanan gesek dinding tiang. Perlu diperhatikan, karena tiang dipasang untuk periode waktu yang panjang, tegangan di dalam lempung yang ditimbulkan oleh adanya gesekan dinding akan memampatkan tanah. Pada kondisi begini, sebagian besar beban total tiang akan dialihkan ke tahanan ujung tiang. Karena itu, pengujian harus sedemikian rupa sehingga pengaruh gesekan tiang dengan tanah dapat dihilangkan atau dibedakan.

Dalam banyak hal, hasil-hasil pengujian tiang tunggal tidak dapat diekstrapolasi secara langsung untuk memprediksi kelakuan kelompok tiang atau tiang-tiang yang lain. Karena, volume tanah yang tertekan, yang dipengaruhi oleh tiang tunggal sangat lebih kecil dibanding volume tanah yang dipengaruhi kelompok tiang. Pengaruh lapisan tanah di bawah tiang yang lemah mungkin tidak tampak dari pengujian tiang tunggal, namun dapat sangat berpengaruh pada penurunan kelompok tiang. Karena itu pengujian tiang sebaiknya diikuti oleh penyelidikan tanah yang detail supaya profil tanah secara keseluruhan dapat dipelajari dengan teliti.

2.15.1 Letak Titik Pengujian

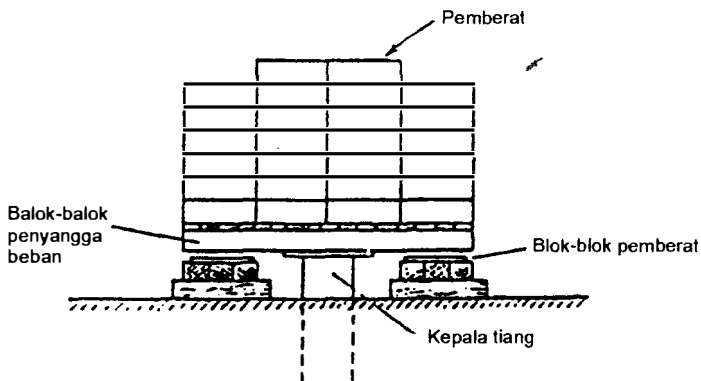
Tiang yang diuji sebaiknya terletak pada lokasi di dekat titik bor saat penyelidikan tanah dilakukan, dimana karakteristiknya telah diketahui dan pada lokasi yang mewakili kondisi tanah paling jelek di lokasi rencana bangunan. Ukuran tiang yang dicoba sebaiknya sama dengan tiang yang akan digunakan untuk mendukung bangunan. Selain itu, tiang harus dipasang dengan cara dan alat yang sama dengan alat yang akan digunakan dalam pelaksanaan. Pencatatan penetrasi tiang sebaiknya dilakukan pada tiap-tiap 30cm, di sepanjang tiang. Catatan ini akan berguna sebagai petunjuk pemancangan selanjutnya pada proyek tersebut. Tiang-tiang yang bila dipancang

mempunyai tahanan penetrasi yang lebih kecil daripada tahanan tiang yang digunakan dalam percobaan, dianggap mempunyai kapasitas yang lebih rendah.

2.15.2 Sistim Pembebanan

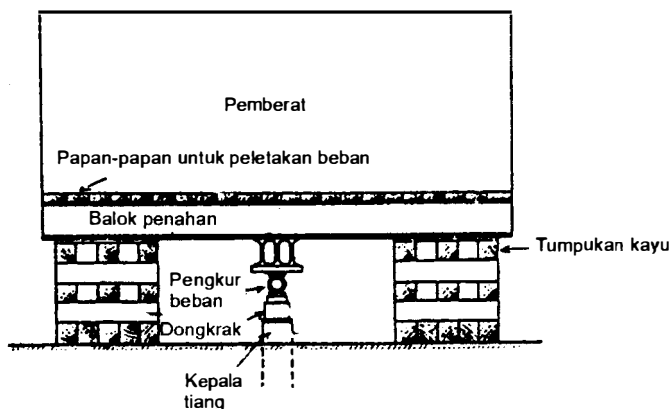
Terdapat beberapa macam sistim pembebanan yang dapat digunakan dalam pelaksanaan pengujian tiang, antara lain :

1. Suatu landasan (*platform*) yang dibebani dengan beban yang berat dibangun di atas tiang uji (**Gambar 2.86**). Cara ini mengandung resiko ketidakseimbangan beban yang dapat menimbulkan kecelakaan yang serius.
2. Gelagar reaksi yang dibebani dengan beban berat, dibangun melintasi tiang yang diuji. Sebuah dongkrak hidrolik (*hydraulic jack*) yang berfungsi untuk memberikan gaya ke bawah dan pengukur besar beban (*load gauge* atau *proving ring*) diletakkan diantara kepala tiang dan gelagar reaksi. Untuk memperkecil pengaruh pendukung gelagar reaksi terhadap penurunan tiang, pendukung gelagar disarankan harus berjarak lebih besar 1,25 m dari tiang uji (**Gambar 2.87**).
3. Gelagar reaksi diikat pada tiang-tiang anker yang dibangun di kedua sisi tiang. Dongkrak hidrolik dan alat pengukur besar gaya diletakkan diantara gelagar reaksi dan kepala tiang (**Gambar 2.88**). Tiang anker harus berjarak paling sedikit 3 kali diameter tiang yang diuji, diukur dari masing-masing sumbunya dan harus lebih besar dari 2 m. Jika tiang uji berupa tiang yang membesar pada ujungnya, jarak sumbu anker ke sumbu tiang harus 2 kali diameter ujung atau 4 kali diameter badan tiang, dipilih mana yang lebih besar dari keduanya.

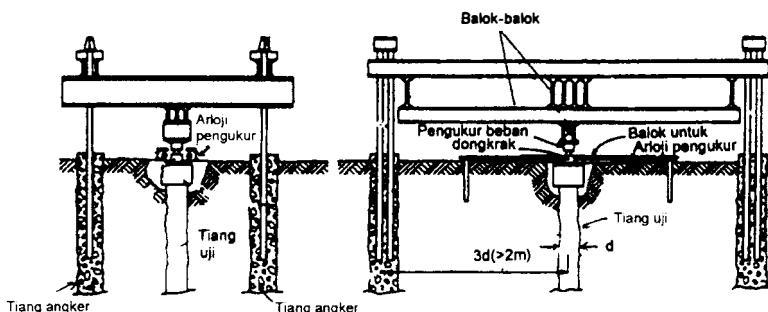


Gambar 2.86 Susunan sistim pembebanan dengan beban langsung terletak di kepala tiang.

Pada cara (2) dan (3), disarankan untuk menggunakan *proving ring* atau alat pengukur beban yang lain. Jika tidak, beban dapat diukur langsung dari tekanan cairan di dalam dongkrak, dimana tekanannya harus telah dikalibrasi terlebih dahulu dengan mesin yang biasa digunakan untuk pengujian (*testing machine*).



Gambar 2.87 Susunan sistim pembebanan dengan reaksi dongkrak hidrolik ditahan oleh penahan yang terletak di atas tiang.

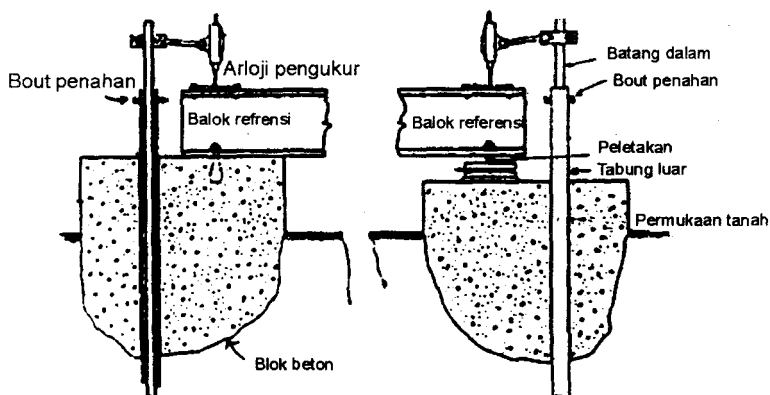


Gambar 2.88 Susunan sistim pengujian tiang dengan reaksi dongkrak hidrolik yang ditahan oleh tiang anker.

2.15.3 Pengukuran Penurunan

Penurunan kepala tiang dapat diukur dari penurunannya terhadap sebuah titik referensi yang tetap atau dari arloji pengukur yang dihubungkan

dengan tiang. Arloji pengukur ini dapat dipasang pada sebuah gelagar yang didukung oleh dua angker (fondasi) yang kokoh, yang tidak dipengaruhi oleh penurunan tiang (**Gambar 2.89**).



Gambar 2.89 Pencatatan penurunan.

2.15.4 Macam-macam Pengujian

Pengujian tiang yang sering dilakukan adalah pengujian dengan beban desak, walaupun pengujian beban tarik dan beban lateral juga kadang-kadang dilaksanakan.

2.15.4.1 Uji Beban Desak

Terdapat 3 macam metode pengujian, yaitu :

1. Metode beban tertahan (*maintained load*).
2. Metode penetrasi kecepatan konstan (*constant rate of penetration*).
3. Metode keseimbangan (*method of equilibrium*).

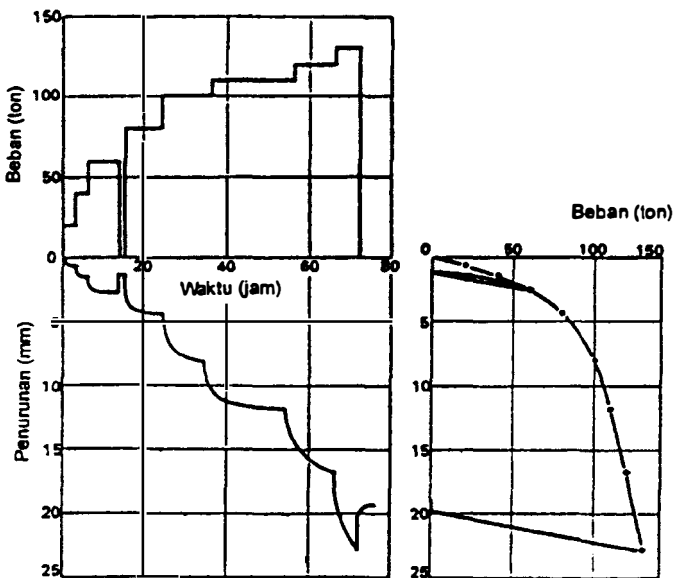
(a) Uji beban tertahan

Metode ini sering disebut dengan metode *ML (Maintained Load)*. Informasi detail mengenai cara melakukan pengujian beban desak dapat dilihat di ASTM D143-57T. Prosedur yang umum dilakukan adalah dengan menerapkan beban secara bertahap. Pada tiap tahap pembebanan, beban ditahan konstan sampai penurunan berhenti. Setelah itu baru diterapkan beban yang selanjutnya. ASTM D143-57T mensyaratkan penambahan beban selanjutnya dapat diterapkan setelah kecepatan penurunan kurang dari 0,305 mm/jam atau sesudah 2 jam, dipilih salah satu yang lebih dulu terjadi.

Pembebanan pada tiang umumnya dilakukan bertahap dan dilaksanakan sampai bebannya mencapai beban yang ditentukan. Setelah beban yang ditentukan tercapai, umumnya beban kemudian dilepas. Penambahan beban selanjutnya baru dilakukan setelah kenaikan tiang akibat pelepasan beban tersebut berhenti. Tiang, kemudian, dibebani lagi sampai mencapai beban rencana atau ke tahap pembebanan selanjutnya yang lebih besar. Saat pembebanan mencapai beban maksimum yang dapat didukung oleh tiang, pelepasan beban dilakukan lagi. Pelepasan beban dilakukan bertahap, dengan setiap tahap menunggu sampai kenaikan tiang akibat pelepasan beban berhenti.

Whitaker (1970) menyarankan agar membuat estimasi kapasitas ultimit lebih dulu. Hal ini ada hubungannya dengan sistim pembebanan yang akan disiapkan untuk pengujian.

Contoh hasil uji tiang tipe beban tertahan diberikan pada **Gambar 2.90**. Gambar tersebut memperlihatkan grafik hubungan beban dan penurunan terhadap waktu, dan beban terhadap penurunan maksimum yang dicapai pada tiap tahap pembebanan. Diperlihatkan pula pada gambar ini, tahap pelepasan beban tiang untuk melengkapi siklus pembebanan.



Gambar 2.90 Hasil uji beban tertahan.

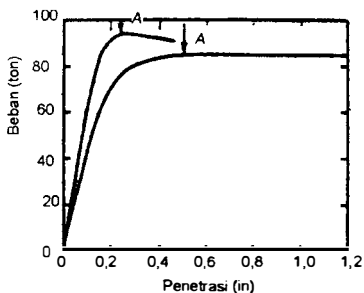
Disini terlihat jelas bahwa jika penambahan beban dilakukan sebelum penurunan berhenti, keseimbangan yang sesungguhnya dari hubungan antara beban dan penurunan tidak diperoleh. Jika tenggang waktu penerapan beban tidak sama, grafik beban dan penurunan menjadi berbentuk tidak teratur. Untuk tiang dukung ujung yang dipancang pada pasir atau kerikil, di mana tahanan gesek tiang bukan merupakan hal yang penting, kurva beban penurunan mungkin dapat mencapai kondisi seimbang.

(b) Metode penetrasi kecepatan konstan

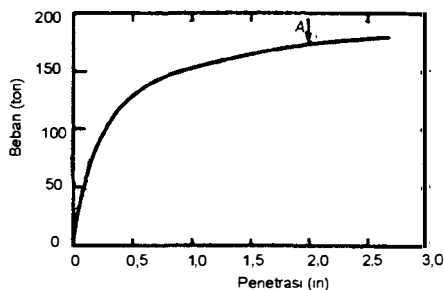
Metode lainnya yang dapat dilakukan untuk pengujian tiang adalah menguji tiang di bawah beban yang diterapkan secara kontinu oleh sebuah dongkrak hidrolis dengan kecepatan penetrasi tiang ke tanah konstan. Pengujian tipe ini sering disebut dengan pengujian CRP singkatan dari *Constant Rate of Penetration*. Maksud utama dari pengujian adalah untuk menentukan kapasitas ultimit tiang. Dalam hal ini, kapasitas tiang ultimit didefinisikan sebagai beban di mana tahanan tanah telah termobilisasi seluruhnya.

Pada saat pengujian, gaya tekan yang dibutuhkan untuk penetrasi tiang secara kontinu dicatat. Penurunan kepala tiang diukur dengan menggunakan arloji pengukur yang didukung oleh sebuah balok tetap. Pengujian biasanya diatur agar waktu pelaksanaannya sama seperti waktu yang dibutuhkan untuk pengujian tanah pada tipe pengujian tak drainase (*undrained*) di laboratorium. Hal ini dimaksudkan untuk meyakinkan bahwa nantinya akan diperoleh hasil kapasitas beban tiang dan hubungan beban penurunan dalam kondisi *undrained*.

Data yang dihasilkan dari pengujian diplot pada grafik yang menyatakan hubungan gaya dan penetrasi. Contoh kurva untuk tiang yang termasuk tipe tiang gesek (*friction pile*) ditunjukkan dalam **Gambar 2.91a** sedang untuk tiang dukung ujung (*end bearing pile*) ditunjukkan dalam **Gambar 2.91b**. Perlu diperhatikan bahwa kurva hubungan gaya dan penetrasi yang diperoleh tidak mewakili hubungan keseimbangan antara beban dan penurunan. Dengan demikian, estimasi besarnya penurunan tiang yang akan terjadi pada beban rencana tidak diperoleh.



(a) Tiang gesek



(b) Tiang dukung ujung

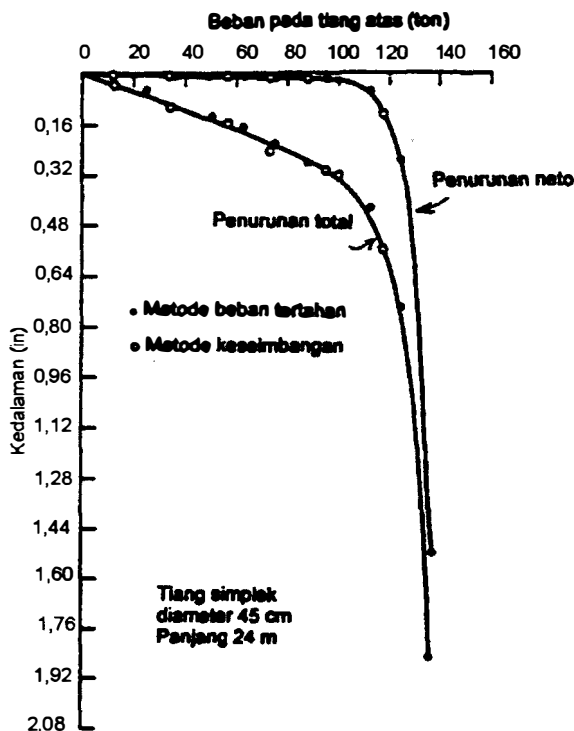
Gambar 2.91 Pengujian CRP (Whitaker, 1970).

(c) Metode keseimbangan

Metode yang diperkenalkan oleh Mohan dkk. (1967) ini ditujukan terutama untuk menentukan kapasitas ultimit tiang, walaupun data penurunan dapat juga diperoleh.

Pengujian dilakukan dengan menerapkan beban pada tiap tahapnya sedikit lebih besar daripada beban yang dibutuhkan dan kemudian menguranginya sampai ke suatu beban tertentu yang diinginkan. Dengan cara ini, kecepatan penurunan berkurang lebih cepat daripada pengujian tiang dengan cara beban tertahan (cara ML) dan keseimbangan beban-penurunan dapat tercapai dalam beberapa menit.

Beban dikerjakan dalam periode 3 sampai 5 menit, melalui dongkrak hidrolik, yaitu kira-kira $1/10$ beban ultimit yang diperkirakan. Beban ditahan selama lebih kurang 5 menit dan kemudian dibiarkan berkurang akibat penurunan tiangnya sendiri. Dalam beberapa menit, kondisi keseimbangan umumnya tercapai. Penambahan beban berikutnya kemudian dilakukan dengan cara yang sama seperti sebelumnya. Untuk beban lebih besar, lebih baik jika beban awal ditahan hingga 10 sampai 15 menit sebelum dibiarkan untuk melonggar. Waktu total yang dibutuhkan untuk pengujian umumnya dapat dikurangi sampai $1/3$ waktu yang dibutuhkan untuk pengujian dengan cara beban tertahan. Untuk setiap tahap pembebanan, siklus pembebanan dan pelepasan beban dapat juga dilakukan.



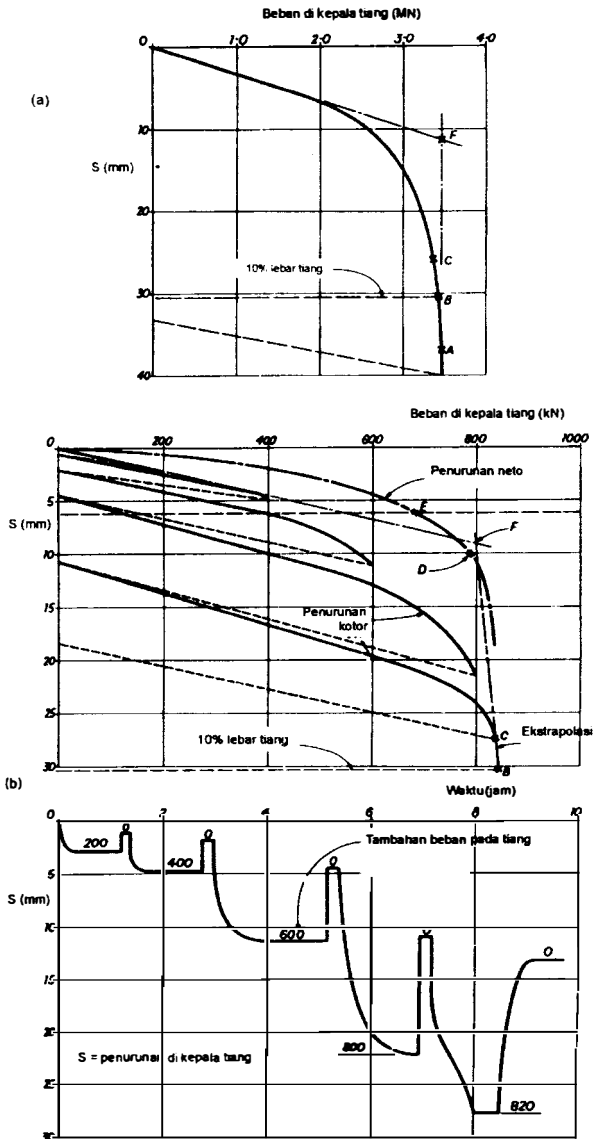
Gambar 2.92 Kurva beban penurunan dari metode-metode pengujian beban tertahan dan metode keseimbangan. (Mohan et al, 1967).

Untuk memisahkan nilai tahanan adhesi dan tahanan ujung tiang, kenaikan kepala tiang yang terjadi secara elastis diukur selama pengujian (Jain dan Kumar, 1963). Sejumlah pengujian telah dilakukan oleh Mohan dkk. (1967). Perbandingan kurva beban-penurunan yang diperoleh dari cara pengujian beban tertahan dan cara keseimbangan diperlihatkan dalam **Gambar 2.92**.

(d) Interpretasi hasil pengujian

(d.1) Beban Ultimit

Terdapat beberapa definisi kapasitas ultimit tiang. Beberapa definisi yang dikutip oleh Tomlinson (1977), antara lain (lihat **Gambar 2.93**):



Gambar 2.93 (a) Kurva beban-penurunan pengujian CRP. Tiang dalam lapisan kerikil padat.
 (b) Kurva beban-penurunan dan waktu penurunan. Tiang dalam lapisan lempung kaku.

1. Beban yang menyebabkan penurunan kotor (*gross settlement*) sebesar 10 % diameter tiang (titik *B*) (Terzaghi, 1942).
2. Beban di mana penurunan berlangsung terus tanpa adanya penambahan beban (titik *A*), kecuali jika kecepatan penurunan begitu lamban sebagai petunjuk bahwa penurunan terjadi oleh akibat konsolidasi tanah (*Civil Engineering Code of Practice* No. 4, 1954).
3. Suatu beban yang bila ditambahkan beban berikutnya, kenaikan penurunan kotor yang terjadi tidak seimbang dengan kenaikan bebannya (titik *C*) (*Swedish Pilling Commision*).
4. Beban yang bila ditambahkan beban berikutnya, kenaikan penurunan bersih (*net settlement*) yang terjadi nilainya tidak seimbang dengan kenaikan bebannya (titik *D*).
5. Beban yang diberikan oleh titik potong antara garis-garis singgung yang ditarik dari kurva awal dan bagian kurva akhir yang lebih curam (titik *F*).
6. Beban di mana kemiringan kurva penurunan bersihnya (neto) sama dengan 0,25 mm (0,01 inchi) per ton dari bebannya.

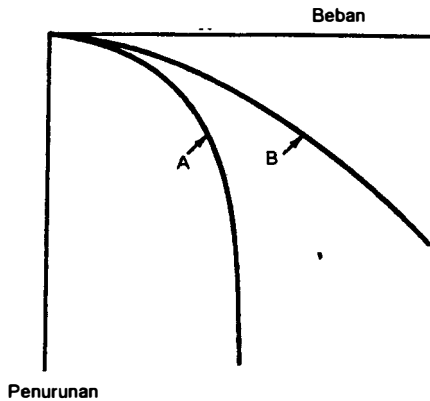
Penurunan kotor (gross settlement) tiang adalah penurunan tiang seperti yang tercatat pada uji beban tiang. *Penurunan bersih* tiang adalah penurunan permanen yang tidak termasuk penurunan akibat deformasi elastis tiangnya sendiri dan deformasi tanah pendukungnya.

Whitaker menyatakan bahwa definisi no.1 (Terzaghi, 1942) tidak cocok untuk mendefinisikan kondisi runtuh tiang, terutama untuk tiang-tiang yang dipancang di dalam tanah kohesif.

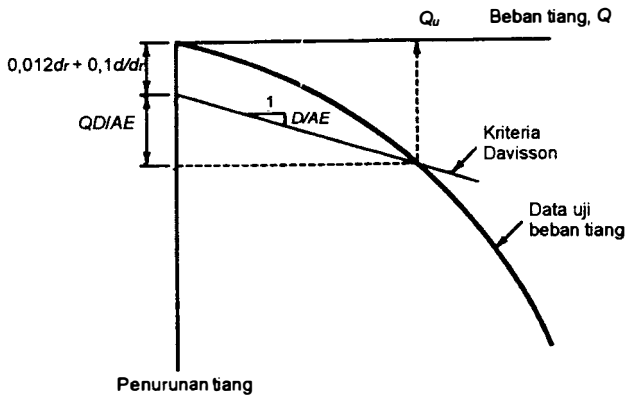
Dari pengalaman, kurva beban-penurunan dari hasil pengujian tiang dapat digunakan untuk menginterpolasikan macam keruntuhan. Contoh ciri-ciri khusus kurva beban-penurunan yang diberikan oleh Tomlinson (1977), diberikan dalam **Gambar 2.94**.

(d.2) Penentuan beban ultimit tiang dengan metode Davisson

Jika kurva beban-penurunan telah diperoleh dari uji beban tiang, maka dapat diestimasi beban ultimit yang menyebabkan runtuhnya tiang. Bila tiang pada lempung lunak penentuan beban ultimit relatif mudah karena kurvanya akan berbentuk seperti kurva **A (Gambar 2.95)**, di mana beban yang menyebabkan keruntuhan tiang adalah pada beban yang konstan namun penurunan yang terjadi berlebihan. Akan tetapi, bila tiang pada pasir, tanah-tanah campuran atau lempung kaku, untuk menentukan titik keruntuhan tiang pada kurva beban-penurunan menjadi sulit (kuva **B**).



Gambar 2.95 Sifat khusus kurva beban-penurunan untuk tanah-tanah tertentu.



Gambar 2.96 Metode Davisson (1973).

Davisson (1973), mengusulkan cara yang telah banyak dipakai saat ini. Cara ini mendefinisikan kapasitas ultimit tiang pada penurunan tiang sebesar (lihat **Gambar 2.96**):

$$0,012d_r + 0,1d/d_r + QD/(AE) \quad (2.143)$$

dengan,

d = diameter/lebar tiang

d_r = lebar referensi = 1 ft \approx 300 mm

Q = beban yang berkerja pada tiang

D = kedalaman tiang

A = luas tampang tiang

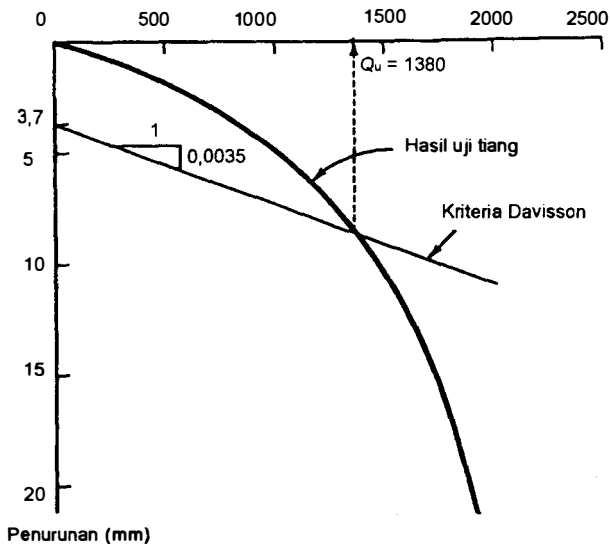
E = modulus elastis tiang
 = 200.000 Mpa, untuk baja
 = $15.200 \sigma_r (f'_c / \sigma_r)^{0.5}$, untuk beton
 $\sigma_r = 0,1$ Mpa

Suku persamaan terakhir dalam persamaan tersebut adalah kompresi elastik tiang tanpa gesekan pada dinding tiang.

Cara Davisson (1983) baik untuk data yang diperoleh dari uji *ML* (beban tertahan) yang dilakukan dengan cepat dan memberikan nilai yang konservatif pada uji *ML* lambat.

Contoh soal 2.25:

Data beban-penurunan dari uji fondasi tiang beton bujursangkar, $f'_c = 40$ Mpa, lebar 40 cm, panjang 17 m seperti ditunjukkan dalam **Gambar C2.19** (Coduto, 1994). Hitung kapasitas ultimit tiang dengan metode Davisson (1983).



Gambar C2.19.

Penyelesaian:

$$E = 15.200 \sigma_r (f_c' / \sigma_r)^{0.5} = 15200 \times 100 \times \left(\frac{40000}{100} \right)^{0.5} = 30,4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2 \\ = 30,4 \text{ kN/mm}^2$$

$$0,012d_r + 0,1d/d_r + QD/(AE) \\ = 0,012 (300) + 0,1(400)/(300) + Q(17000)/(400^2 \times 30,4) \\ = 3,73 \text{ mm} + 0,0035Q \text{ (persamaan garis linier)}$$

Dengan menggambarkan garis ini pada kurva beban-penurunan diperoleh $Q_u = 1380 \text{ kN}$

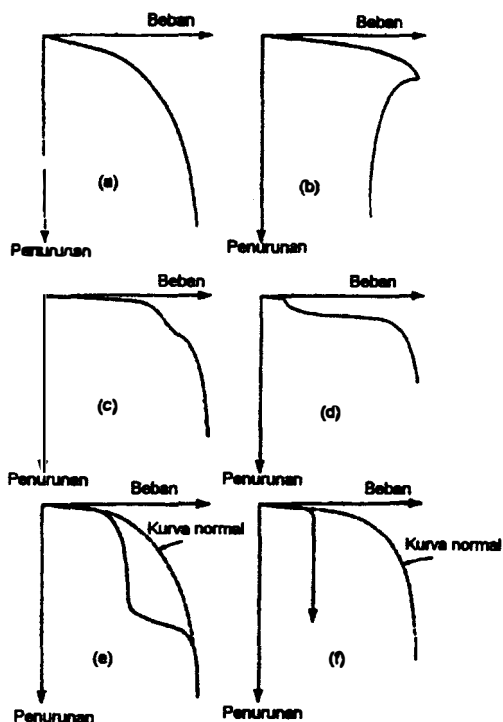
(d.3) Kapasitas Tiang

Umumnya, kapasitas tiang dihitung berdasarkan sifat-sifat tanah. Pada awal pembangunan, pengujian beban tiang dilakukan untuk membuktikan apakah hasil hitungan yang diperoleh tersebut dapat dipertanggungjawabkan. Kadang-kadang, jika biaya dan waktu memungkinkan, pengujian pendahuluan dilakukan untuk menentukan kapasitas tiang yang lebih ekonomis. Dengan demikian, biaya pelaksanaan total dapat lebih hemat.

Kapasitas tiang yang akan dipakai dalam perancangan fondasi, yang diperoleh dari pengujian tiang, harus memenuhi 2 persyaratan :

1. Faktor aman terhadap keruntuhan ultimit (beban yang mengakibatkan runtuhnya tiang) harus tidak kurang dari 2 atau 3.
2. Beban harus tidak mengakibatkan penurunan yang berlebihan. Untuk fondasi bangunan gedung, sering penurunan dibatasi hingga 0,01 in. per ton dari beban pada uji tiang (2 x beban rencana). Penurunan lebih besar mungkin dibolehkan untuk bangunan tertentu (Teng, 1962).

Bila uji beban tiang berlangsung hingga tiangnya mengalami keruntuhan, kapasitas ijin tiang dapat ditentukan secara langsung dari persyaratan-persyaratan diatas. Pada uji tiang yang hanya dilakukan sampai mencapai 150 % atau 200 % dari beban rencana, informasi faktor aman yang sebenarnya akan tidak dapat diperoleh. Karena itu, berbagai macam cara telah diusulkan untuk menentukan besarnya beban kerja tiang (kapasitas tiang yang digunakan dalam perancangan) yang didasarkan pada hasil pengujian tiang.



Gambar 2.94 Ciri khusus kurva beban-penurunan pada uji beban desak (Tomlinson, 1977).

- (a) Tiang gesek dalam lempung lunak-kaku atau pasir tak padat.
- (b) Tiang gesek dalam lempung kaku.
- (c) Tiang dukung ujung pada batu berpori lunak.
- (d) Badan tiang dari beton lunak tergesek secara menyeluruh selama pengujian beban.
- (e) Celah-celah dalam tiang tertutup akibat beban.
- (f) Beton kurang kuat sehingga patah akibat pembebanan.

Di bawah ini diberikan sebagian dari beberapa aturan empiris yang berhubungan dengan beban rencana tiang, yang disimpulkan oleh Chellis (1961).

1. Pengujian beban harus dilaksanakan sampai dua kali beban rencana, dan harus ditahan konstan sampai paling sedikit 24 jam atau kenaikan tiang yang terjadi tidak lebih dari 0,22 inci dalam 24 jam. Beban rencana harus tidak melebihi setengah dari beban maksimum yang diterapkan

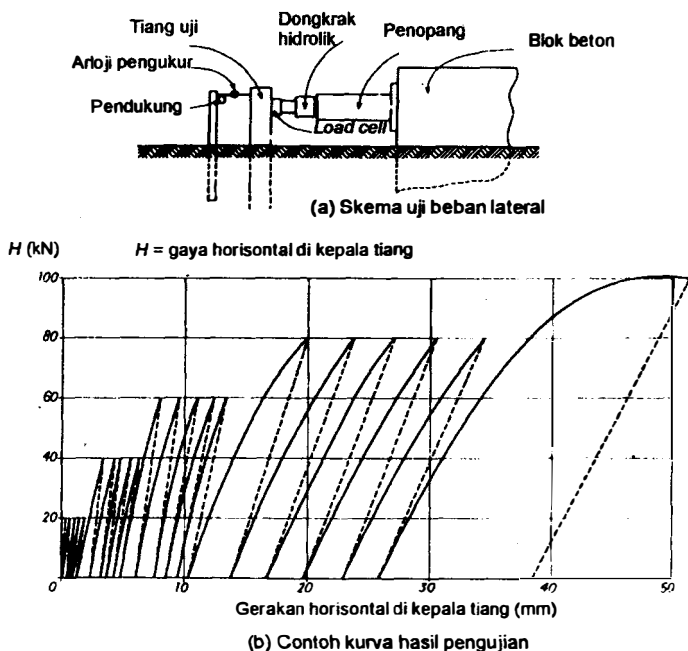
(selama kurva beban-penurunan tidak memberikan tanda adanya keruntuhan), dan penurunan permanen dari puncak tiang (sesudah akhir pengujian), tidak melebihi 0,5 inchi (*Boston Building Code*).

2. Pengujian harus dilakukan sampai 2 kali beban rencana, dan pengujian tersebut dipertimbangkan tidak memuaskan jika sesudah 24 jam penurunan neto total sesudah pelepasan beban lebih dari 0,01 inchi per ton dari beban uji total tiang (*New York City*).
3. Dipilih satu titik dimana penurunan kotor mulai melampaui 0,03 inchi per ton dari beban yang ditambahkan. Nilai beban yang diperoleh dibagi dengan faktor aman 2 untuk beban statis dan 3 untuk beban bergetar (*vibratory loads*) (W.H Rabe).
4. Dipilih satu titik dimana penurunan kotor mulai melebihi 0,05 inchi per ton dari beban yang ditambahkan, atau dimana penurunan plastis (penurunan tetap) mulai melebihi 0,03 inchi per ton dari beban yang ditambahkan. Nilai bebannya dibagi 2 untuk beban statis dan 3 untuk beban bergetar (R.L. Nordlund).

2.15.4.2 Uji Beban Lateral

Uji beban lateral (horisontal) biasanya digunakan untuk mengetahui kelakuan defleksi tiang pada waktu beban telah bekerja. Beban lateral yang diijinkan dapat ditentukan dari nilai beban pada defleksi tiang tertentu (misalnya 0,25 inchi) yang dibagi dengan faktor aman (McNulty, 1956).

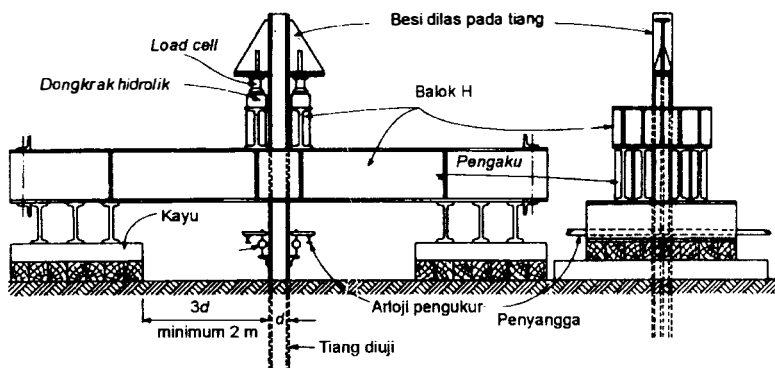
Pengujian beban lateral yang dilakukan dengan menekan satu atau sepasang tiang (**Gambar 2.95a**). Defleksi tiang diukur dengan arloji pengukur. Beberapa alat pengukur regangan (*strain gauge*) dipasang pada tubuh tiang yang tertanam di dalam tanah untuk mengukur momen lentur tiang yang terjadi. Cara pengujian bisa bervariasi. Umumnya, beban ditambahkan berangsur-angsur sampai kecepatan gerakan yang disyaratkan tercapai. Alizadeh dan Davidson (1970) menunggu sampai 1 jam untuk tiap penambahan beban atau setelah gerakan kepala tiang kurang dari 0,01 inchi per jam. Pengujian dilakukan sampai defleksi tiang mencapai 2 inchi. Contoh kurva beban-defleksi dapat dilihat pada **Gambar 2.95b**.



Gambar 2.95 Uji beban lateral.

2.15.4.3 Uji Tarik

Uji tarik tiang dapat dilakukan seperti yang telah dipelajari dalam pengujian desak tiang, yaitu metode beban tertahan (*ML*) atau metode kecepatan penetrasi konstan (*CRP*). Jika beban tarik berupa beban yang tidak menerus atau siklik (*cyclic*), seperti beban gelombang air dalam struktur dermaga, pengujian beban tarik sebaiknya dilakukan secara berulang. Skema peralatan pengujian tarik untuk tiang pada baja profil *H* dapat dilihat dalam **Gambar 2.96**. Prinsip pengukuran beban tarik dan gerakan tiang ke atas adalah sama seperti pada pengujian tekan.



Gambar 2.96 Skema uji tarik pada tiang baja profil H (Tomlinson, 1977).

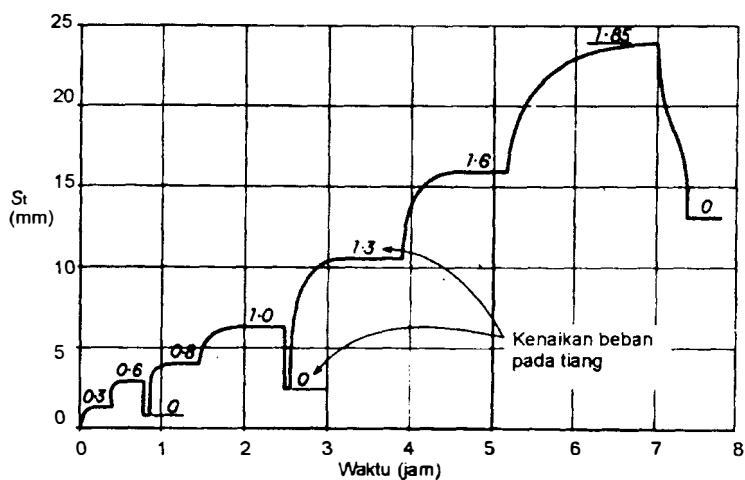
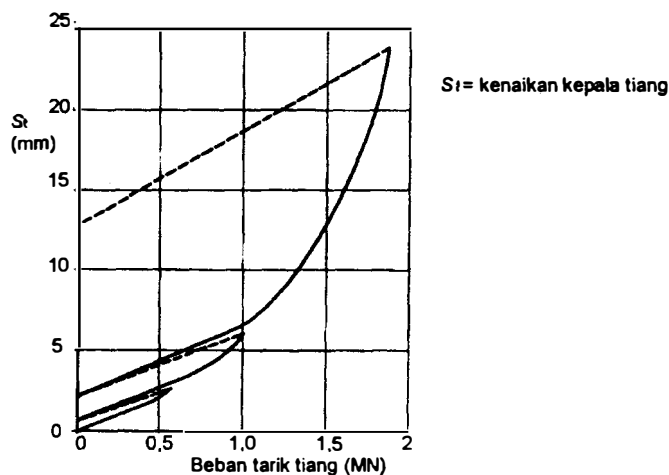
Contoh grafik hubungan antara beban, waktu dan kenaikan tiang yang diberikan oleh Tomlinson (1977), ditunjukkan dalam **Gambar 2.97**.

2.16 Kekuatan Bahan Tiang

Tiang-tiang selain harus dirancang supaya kuat menahan beban-beban bangunan juga harus kuat menahan beban-beban yang bekerja pada waktu pengangkatan, khususnya untuk tiang beton pracetak. Jumlah tulangan memanjang tiang ini akan lebih ditentukan oleh besarnya momen lentur yang diakibatkan oleh pengangkatan dan penggantungan tiang. Dalam **Tabel 2.24**, ditunjukkan besarnya momen lentur statis yang timbul akibat pengangkatan dan penggantungan tiang pada titik-titik di sepanjang tiang (**Gambar 2.98**). Dari momen lentur maksimum yang telah diketahui, dapat dihitung penulangan betonnya.

Tabel 2.24 Cara pengangkatan tiang dan momen lentur statis maksimum (L = panjang tiang, W = berat tiang per satuan panjang) (Tomlinson, 1977)

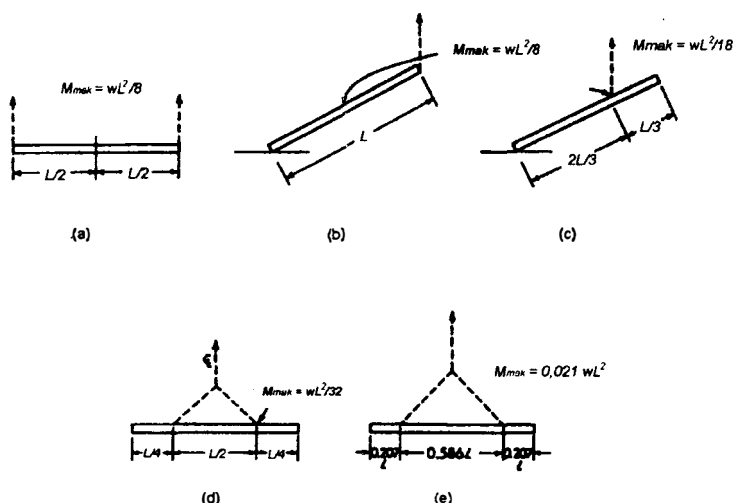
Jumlah titik angkat	Jarak titik angkat dari ujung tiang	Momen lentur statis maksimum	Keterangan
2	0	$WL^2/8$	Gambar (a)
1	0	$WL^2/8$	Gambar (b)
1	$L/3$	$WL^2/18$	Gambar (c)
2	$L/4$	$WL^2/32$	Gambar (d)
2	$0,207 L$	$0,021 WL^2$	Gambar (e)



Gambar 2.97 Uji tarik tiang (metode *ML*) (Tomlinson, 1977).

(a) Kurva beban-kenaikan tiang.

(b) Kurva waktu-kenaikan tiang.



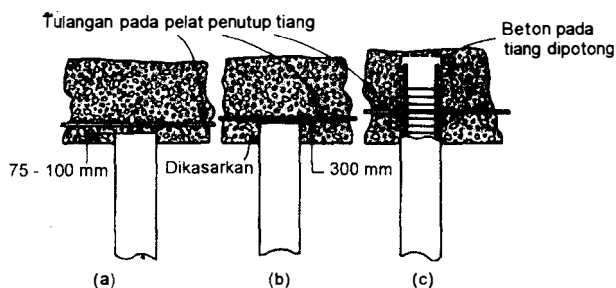
Gambar 2.98 Lokasi titik angkat untuk tiang pracetak dan momen yang terjadi.

2.17 Ikatan Tiang-tiang dengan Pelat Penutup Tiang

Bila tiang tidak mendukung beban momen atau tidak mendukung beban desak yang dikombinasikan dengan beban tarik, tiang pancang atau tiang cor ditempat cukup dipotong sedikit ujungnya dengan tanpa penonjolan tulangan beton. Tomlinson (1977) menyarankan jarak ujung atas tiang sampai dasar pelat penutup tiang (*pile cap*) diambil 75 mm sampai 100 mm (Gambar 2.99a).

Bila tiang dirancang untuk menahan gaya desak dan gaya tarik ke atas yang tidak begitu besar (namun tidak untuk momen), dinding tiang bagian atas dikasarkan dan ditanam sedalam 300 mm ke dalam pelat penutup tiang (Gambar 2.99b).

Dalam hal tiang diperhitungkan akan menahan gaya momen yang ditransfer dari pelat penutup ke tiang (atau sebaliknya) atau gaya tarik pada tiang yang besar, beton pada bagian ujung tiang harus dipotong sehingga tulangannya menonjol dan kemudian dicor bersama-sama pelat penutup tiangnya (Gambar 2.99c).



Gambar 2.99 Ikatan tiang beton dengan pelat penutup tiang.

- (a) Beban desak.
- (b) Beban desak dengan beban tarik yang tidak begitu besar.
- (c) Beban momen atau beban tarik yang besar.



KAISON

3.1 Pendahuluan

Fondasi kaison terdiri dari dua tipe, yaitu kaison bor (*drilled caisson*) dan kaison (*caisson*). Di Indonesia fondasi kaison sering dibuat berbentuk silinder sehingga umumnya disebut fondasi sumuran karena bentuknya yang mirip sumur. Fondasi kaison merupakan jenis peralihan antara fondasi dangkal dan fondasi dalam. Istilah kaison digunakan untuk menggambarkan bentuk fondasi yang berupa silinder atau persegi, dengan atau tanpa pembesaran pada ujungnya.

Fondasi kaison bor dibuat dengan cara mengebor lebih dulu untuk membuat lubang di dalam tanah, dan kemudian lubang diisi dengan beton. Bagian tubuh kaison dapat dilindungi pipa yang merupakan bagian dari fondasi, atau pipa pelindung ditarik setelah pengecoran. Untuk memperoleh kapasitas dukung yang tinggi, dasar kaison dapat diperbesar menurut bentuk lonceng (**Gambar 3.1a**). Fondasi semacam ini digunakan untuk mengirimkan beban ke lapisan yang lebih kuat, dimana pemakaian fondasi tiang pancang tidak diperbolehkan berhubung getaran akibat proses pemancangan tiang mengganggu stabilitas bangunan di sekitarnya.

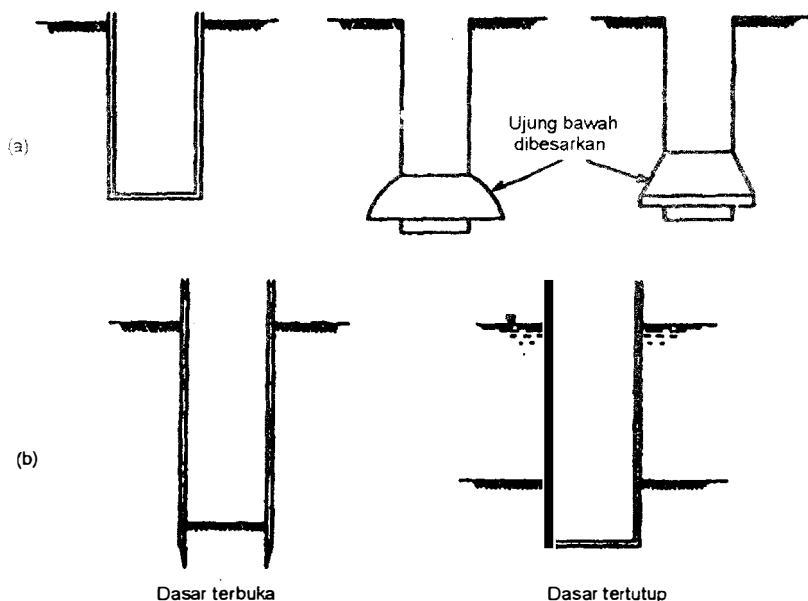
Fondasi kaison yang berbentuk silinder atau kotak beton dibuat dengan membenamkan silinder beton ditempatnya, bersamaan dengan penggalian tanah. Fondasi ini dimaksudkan untuk mengirimkan beban besar yang harus melalui air atau material jelek sebelum mencapai tanah pendukung yang kuat. (**Gambar 3.1b**).

3.2 Kaison Bor

Kaison bor dibedakan menurut material pembentuknya, yaitu:

- (1) Kaison beton (**Gambar 3.2a**).
- (2) Kaison beton terselubung pipa baja atau pipa beton (**Gambar 3.2b**).
- (3) Kaison beton dilengkapi dengan inti baja dalam pipa baja (**Gambar 3.2c**).

Untuk beban bangunan yang tidak begitu besar, umumnya dipakai kaison beton.



Gambar 3.1 Macam-macam fondasi kaison.

(a) Kaison bor

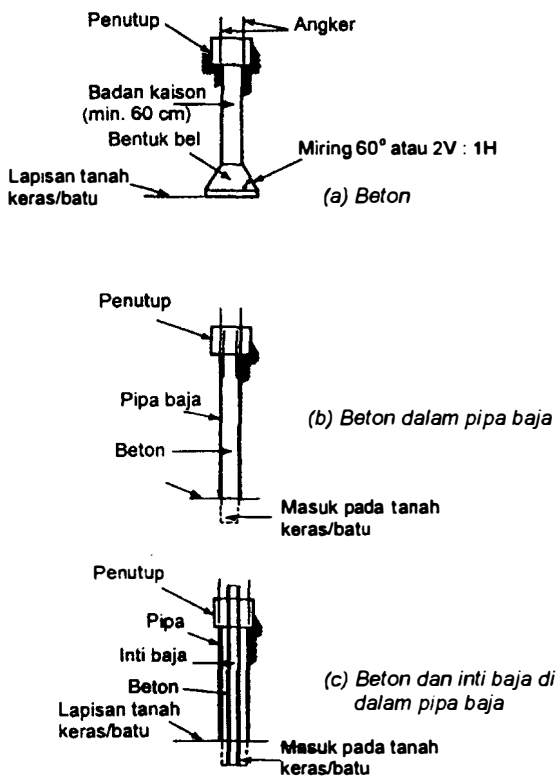
(b) Kaison.

Fondasi kaison bor, bila dasarnya tidak bertumpu pada lapisan batu, bagian dasarnya dapat diperbesar untuk mereduksi tekanan pada tanah di bawah dasar kaison. Bentuk pembesaran umumnya dibuat menyerupai lonceng dengan kemiringan sisi $1H : 2V$ (**Gambar 3.1**). Kemiringan ini diperlukan agar tanah setelah dibentuk tidak longsor. Penggalan tanah berbentuk lonceng sangat sulit untuk tanah dasar yang berupa tanah granuler murni.

Keuntungan pemakaian fondasi kaison bor, antara lain:

- (1) Pembangunannya tidak menyebabkan getaran dan penggembungan tanah, seperti pada pemancangan fondasi tiang.
- (2) Penggalan tidak mengganggu tanah di sekitarnya.
- (3) Biaya pelaksanaan umumnya relatif rendah, berhubung alat yang dipakai adalah alat ringan.
- (4) Kondisi-kondisi tanah atau batu pada dasar sumuran sering dapat diperiksa dan diuji secara fisik.
- (5) Alat gali tidak banyak menimbulkan suara.

Disebabkan oleh biaya pembuatan fondasi yang relatif murah, fondasi kaison telah banyak dipakai untuk mendukung bangunan-bangunan gedung, jembatan, pilar jembatan layang dan lain sebagainya.



Gambar 3.2 Macam-macam kaison bor (Teng, 1962).

3.2.1 Struktur Kaison Bor

Bergantung pada kondisi pembebanan dan kondisi tanah, kaison bor dapat diberi tulangan di seluruh bagian atau bagian atasnya saja. Untuk beban yang tidak sangat besar, bagian tubuh kaison dapat dibuat dari beton tak bertulang. Namun, sedikit tulangan masih dibutuhkan untuk bagian atas untuk menahan gaya horisontal yang berasal dari beban angin dan beban momen. Beban momen ini mungkin berasal dari beban kolom yang tidak

sentris. Selain itu, momen lentur dapat pula terjadi, selama periode pelaksanaan akibat gangguan alat pelaksanaan.

Bagian yang berbentuk lonceng dan bagian tubuh kaison bor umumnya dibuat monolit (padat) (**Gambar 3.1**). Pengcoran beton kaison dihentikan pada beberapa sentimeter di bawah ujung atasnya. Blok penutup kaison yang dapat berbentuk bulat atau persegi, merupakan bagian atas yang tersisa yang kemudian dicor dan dibuat lebih besar dari bagian tubuh. Diameter blok penutup kaison (*cap*) dibuat lebih besar 15 - 20 cm dari bagian tubuh, yaitu untuk memungkinkan peletakkan angker kolom. Kadang-kadang blok penutup dicor dengan beton yang berkualitas lebih tinggi daripada bagian tubuh untuk memberikan dukungan dasar kolom yang tinggi.

Meskipun kaison bor hanya dirancang untuk mendukung beban aksial, tulangan-tulangan masih dibutuhkan untuk menghubungkan bagian tubuh dan bagian blok penutup kepala kaison, supaya kedua bagian tersebut terikat dengan baik (**Gambar 3.2**). Bila pada sambungan antara tubuh dan penutup kaison harus menutup momen yang besar, maka bagian ini harus dirancang dengan seksama.

3.2.2 Kapasitas Dukung

Kapasitas dukung fondasi kaison adalah jumlah dari tahanan gesek dinding dan tahanan dasar, sama seperti fondasi tiang. Fondasi kaison mendukung beban vertikal dengan mengandalkan:

1. tahanan gesek dinding,
2. tahanan dukung ujung bila tanah dasar berupa pasir padat, pasir berkerikil atau batu, atau
3. kombinasi dari keduanya.

Oleh pertimbangan keamanan, banyak perancang telah mengabaikan pengaruh tahanan gesek dinding dalam hitungan kapasitas dukung. Untuk menghitung kapasitas dukung ultimit fondasi kaison dengan $D_f > 5B$, Terzaghi menyarankan **Persamaan (3.22)** (lihat **T.Fondasi I**). Dalam notasi yang baru, persamaan tersebut menjadi:

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= q_u A_b + f_s A_s \end{aligned}$$

dengan

$$\begin{aligned} Q_u &= \text{kapasitas dukung ultimit (kN)} \\ A_b &= \text{luas penampang kaison (m}^2\text{)} \\ A_s &= \text{luas selimut (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

B = lebar atau diameter fondasi (m)

$q_u = 1,3 c N_c + p_o N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma$ (kN/m²)

f_s = faktor gesek satuan antara tanah dan dinding (kN/m²)

(a) Kaison bor pada tanah lempung

Kapasitas ultimit fondasi kaison yang terletak pada tanah lempung dapat ditentukan dengan cara yang sama seperti menghitung fondasi dangkal. Pada cara ini tahanan gesek dinding diabaikan. Karena itu, hasil hitungan akan memberikan nilai kapasitas dukung yang sangat hati-hati.

Kapasitas dukung ultimit netto untuk fondasi pada tanah lempung (Skempton, 1951):

$$q_u = c N_c \quad (3.1)$$

dengan: c = kohesi tanah. Nilai faktor kapasitas dukung N_c bergantung pada D_f/B . Nilai-nilai hubungan antara N_c dan D_f/B ditunjukkan dalam Tabel 3.1. (D_f = kedalaman fondasi).

Tabel 3.1 Hubungan antara N_c dan D_f/B (Skempton, 1951)

D_f/B	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	≥ 4
N_c	6,2	7,1	7,7	8,1	8,4	8,6	8,8	9

Cara yang lain, yaitu kapasitas dukung fondasi dilakukan dengan memperhatikan tahanan ujung dan tahanan gesek dinding. Kapasitas dukung fondasi kaison dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut (Cooke dan Withaker, 1966):

$$Q_s + Q_b = Q + W_s + W_b \quad (3.2)$$

dengan

$Q_s = A_s a_d \bar{c}$ = tahanan adhesi dinding tiang (kN)

c = kohesi tanah rata-rata di sekitar fondasi kaison (kN/m²)

a_d = faktor adhesi (nilainya di antara 0,35 - 0,45)

$Q_b = A_b (c_b N_c + \gamma D_f)$ = tahanan dukung ujung tiang (kN)

c_b = kohesi tanah di bawah dasar fondasi kaison (kN/m²)

D_f = kedalaman fondasi kaison (m)

A_b = luas dasar kaison (m²)

Q = beban ultimit pada fondasi kaison (kN)

W_s = berat tubuh kaison (kN)

W_b = berat ujung kaison (bila ada pembesaran ujung) (kN)

Nilai $a_d \bar{c}$ maksimum adalah $1 \text{ kg/cm}^2 = 107 \text{ kN/m}^2$.

Karena tekanan netto fondasi merupakan fungsi dari berat total sendiri, maka lebih menguntungkan jika bagian dalam fondasi kaison dibuat berlubang.

Pengamatan Withaker dan Cooke (1966), dan Berezantzev dkk. (1961), menunjukkan bahwa tahanan dukung maksimum merupakan fungsi dari penurunan (S). Tahanan dukung ujung maksimum akan bekerja pada gerakan turun tiang sebesar nilai-nilai S/B (S = penurunan, B = diameter fondasi) seperti yang terlihat pada **Tabel 3.2**.

Tabel 3.2 Gerakan tiang yang dibutuhkan agar tahanan ujung/gesek maksimum (Withaker dan Cooke, 1966; Berezantzev dkk., 1961)

S/B	Tahanan ujung/gesek
0,05	Nilai maksimum tahanan gesek Q , termobilisasi.
0,01 - 0,15	Faktor kapasitas dukung $N_c = 9$ untuk kaison dengan ujung dibesarkan pada tanah lempung.
0,20	Faktor kapasitas dukung $N_c = 9$ untuk diameter ujung tidak dibesarkan. Kapasitas dukung ultimit terkerahkan untuk dasar kaison terletak pada pasir atau lapisan pasir dan batu.

Pengamatan di lapangan, khususnya pada fondasi tiang, menunjukkan bahwa tahanan gesek bertambah ke suatu nilai maksimum bila S/B kira-kira 0,05. Tahanan gesek ini, kemudian berkurang bila S/B bertambah, sampai ke suatu nilai konstan sebesar $a_d \cong 0,35 - 0,40$. Dalam perancangan fondasi tiang Skempton mengusulkan $a_d = 0,45$.

(b) Kaison bor pada tanah pasir

Kapasitas dukung ultimit fondasi kaison agak lebih besar dari fondasi dangkal pada kepadatan tanah pasir yang sama. Hal ini, karena pengaruh beban terbagi rata tanah di atas dasar fondasi tak dapat diabaikan. Akan tetapi, bila tanah di sekitarnya mudah mampat, kenaikan kapasitas dukung kemungkinan sangat kecil. Untuk tanah fondasi yang dipengaruhi oleh gerusan, pengaruh beban terbagi rata akibat tanah di atas dasar fondasi lebih baik diabaikan. Karena itu, untuk keamanan, dalam perancangan fondasi kaison sering digunakan persamaan-persamaan kapasitas dukung ultimit untuk fondasi dangkal.

Untuk fondasi kaisan pada tanah pasir, Berezzantzev (1965) mengusulkan persamaan kapasitas dukung ijin untuk nilai maksimum $S/B = 0,2$, sebagai berikut

$$q_d = \gamma B (B_k) \quad (3.3)$$

dengan

$$B_k = 1,67 \left\{ \frac{D_f}{B} + \frac{\cos \varphi}{2\sqrt{2}} e^{(\pi/4 + \varphi) \operatorname{tg} \varphi} \right\} \frac{\cos \varphi (\sin \varphi + \cos \varphi)}{1 - (\sin \varphi \cos \varphi)} e^{2(\pi/4 + \varphi) \operatorname{tg} \varphi}$$

Nilai-nilai B_k untuk beberapa nilai D_f/B dalam bentuk grafik ditunjukkan dalam **Gambar 3.3**. Untuk nilai-nilai S/B yang lain dapat dilakukan interpolasi.

Tahanan gesek dinding kaisan pada tanah granuler dapat dihitung seperti cara yang sama seperti fondasi tiang, yaitu:

$$Q_d = A_s K_d p_o \operatorname{tg} \delta \quad (3.4)$$

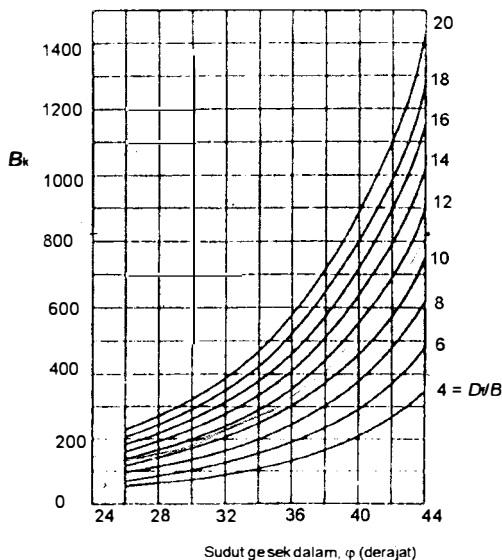
dengan

A_s = luas selimut kaisan (m^2)

K_d = koefisien tekanan tanah lateral

$\delta = \varphi_d$ = sudut gesek antara tanah dan dinding kaisan (derajat)

p_o = tekanan vertikal efektif rata-rata di sepanjang tiang (kN/m^2)



Gambar 3.3 Koefisien B_k untuk $S/B = 0,20$ (Berezantzev, 1965).

Perhatikan bahwa:

- (1) Untuk dinding kaison yang sangat kasar, maka $\delta = \phi$ (sudut gesek dalam tanah).
- (2) Nilai K_u dapat diambil sama dengan koefisien tekanan tanah lateral saat diam (K_0) (Teng, 1962).
- (3) Apabila tanah di atas dasar fondasi mudah tergerus, dalam hitungan kapasitas fondasi, tekanan tanah di atas dasar fondasi dan tahanan gesek dinding (Q_u) sebaiknya diabaikan.

Fondasi kaison dapat diletakkan pada tanah dasar pasir padat pada kedalaman yang agak dalam, bila tanah permukaan berupa tanah lunak yang mudah mampat. Pemilihan fondasi kaison tergantung dari pertimbangan ekonomis dan kondisi tertentu yang dipengaruhi oleh pertimbangan cara pelaksanaan. Sebagai contoh, untuk mencapai tanah yang kuat mendukung beban, fondasi harus menembus lapisan tanah organik atau lapisan tanah jelek lainnya.

3.2.3 Penurunan

(a) Kaison bor pada tanah lempung

Penurunan fondasi kaison pada tanah lempung diestimasi dengan cara yang sama seperti pada fondasi tiang atau fondasi dangkal.

Penurunan fondasi kaison pada tanah lempung lunak, pada pembebanan normal kemungkinan akan besar, walaupun pada beban netto yang kecil. Karena itu, pemakaian fondasi kaison tidak ekonomis lagi bila dasar fondasi terletak pada tanah lunak. Kecuali, jika dasar kaison terletak pada tanah lempung kaku atau keras. Bahkan, pada lempung yang agak kaku, penurunan fondasi kaison mungkin bertambah besar dengan berjalannya waktu. Hitungan penurunan konsolidasi yang didasarkan pada pengujian konsolidasi akan menghasilkan penurunan yang terlalu besar oleh pengaruh yang ada kaitannya dengan kompresibilitas tanah lempung *overconsolidated* (Peck dkk., 1953).

(b) Kaison bor pada tanah pasir

Pada intensitas beban yang sama, penurunan fondasi kaison lebih kecil daripada penurunan fondasi dangkal, oleh pengaruh berat material di sekitar fondasi. Akan tetapi, walaupun dipengaruhi oleh penambahan tekanan keliling (*confining pressure*) karena letak dasarnya yang dalam, reduksi

penurunannya ternyata tidak begitu besar. Hal ini, karena pada penggalian lubang kaison, kepadatan tanah dasar terganggu.

Terzaghi dan Peck (1948) menyatakan bahwa penurunan fondasi kaison (sumuran) adalah kira-kira setengah dari penurunan fondasi dangkal pada ukuran, kerapatan relatif dan beban fondasi yang sama. Karena itu, kapasitas dukung ijin dapat dihitung dengan menggunakan **Gambar 3.29** (lihat **T. Fondasi I**), dengan mengalikan tekanan tanah yang diijinkan dengan 2 kali q_a pada gambar tersebut. Jika fondasi terendam air, nilai q_a diambil sama seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 3.29** tersebut.

3.2.4 Tahanan Gesek Dinding Kaison

Fondasi kaison bor yang panjang dan berdiameter relatif kecil yang terletak dalam tanah kaku atau padat kapasitas dukungnya akan banyak ditentukan dari tahanan gesek dinding kaison dengan tanah disekitarnya. Dalam kasus demikian, hitungan kapasitas dukung fondasi harus dilakukan dengan memperhatikan tahanan gesek dinding kaison. Gesekan antara tanah kohesif dan dinding kaison tidak dapat melampaui kohesi tanah (c). Kohesi tersebut dapat diambil sama dengan setengah dari kuat geser tekan bebas (q_u). Pada tanah lempung kaku dan lempung keras, ikatan antara tanah dan dinding sering kurang dari kohesinya.

Jika kaison terletak pada tanah granuler, tahanan gesek dindingnya dapat dihitung dengan menggunakan **Persamaan (3.4)**.

3.2.5 Gaya Momen

Kaison bor sering dipengaruhi oleh sejumlah momen lentur yang berasal dari bagian bawah kolom. Momen tersebut mungkin timbul sebagai akibat beban angin atau pemasangan kaison yang tidak tepat pada sumbunya.

3.2.6 Gaya Horizontal

Kaison bor dapat menahan gaya horizontal seperti halnya fondasi tiang. Umumnya, untuk kaison yang terletak dalam tanah dengan kepadatan atau kekakuan sedang, gaya horizontal yang kurang dari 0,75 ton tidak memerlukan penanganan khusus dalam hitungan (Teng, 1962). Jika tanah di sekitar kaison sangat lunak atau jika gaya horizontal sangat besar, maka lebih ekonomis jika gaya tersebut dilimpahkan ke bagian bawah bangunan yang lain, seperti ruang bawah tanah.

3.2.7 Pemeriksaan pada Pekerjaan Pelaksanaan

Setelah pemasangan kaison bor mencapai tanah dasar yang direncanakan, kecuali harus diperiksa keseluruhan lubang, juga harus diadakan pemeriksaan tanah dasar. Yaitu, diperiksa mengenai kemungkinan adanya material tanah hasil galian yang tertumpuk di dasar lubang. Ketika dilakukan pengecoran beton, disamping kualitas beton harus diuji, volume beton yang masuk juga harus diperiksa. Hal ini untuk mengontrol kesempurnaan hasil pengecoran. Pengecoran yang tidak baik akan mengakibatkan keropos-keropos pada tubuh kaison maupun penyempitan luas penampangnya, yang dapat berakibat menurunnya kapasitas dukung kaison. Pada kondisi demikian, penurunan mungkin terjadi saat pembangunan struktur atas sedang berlangsung.

3.2.8 Perencanaan Kaison Bor

Fondasi kaison dapat dirancang menurut langkah-langkah sebagai berikut:

- (1) Hitung beban total yang harus didukung fondasi di kepala kaison. Berat sendiri kaison umumnya tidak diperhitungkan.
- (2) Tentukan elevasi muka air tanah.
- (3) Sket profil tanah atau sket yang menggambarkan lapisan tanah di lokasi bangunan.
- (4) Pilihlah lapisan pendukung yang diperkirakan kuat, lalu hitung kapasitas dukung kaison.
- (5) Hitung penurunan yang terjadi untuk beban rencana yang diperhitungkan.
- (6) Hitung dimensi-dimensi tulangan pada badan dan blok penutup kepala kaison.
- (7) Cek terhadap momen lentur dan eksentrisitas.
- (8) Cek terhadap pengaruh gaya horisontal.
- (9) Cek terhadap gaya angkat oleh air. Kaison harus diberi tulangan untuk menahan gaya tarik dalam tubuhnya.

Contoh soal 3.1:

Kaison (sumuran) berdiameter 1m dipasang pada kedalaman 6 m dari permukaan tanah pasir padat dengan $\phi = 42^\circ$ dan $c = 0$ kPa. Berat volume tanah pasir lembab adalah $1,94 \text{ t/m}^3$ (19 kN/m^3). Berapa kapasitas dukung ijin

fondasi tersebut bila $F = 2,5$. Penurunan yang terjadi maksimum Diketahui muka air tanah sangat dalam.

Penyelesaian:

Dengan $\varphi = 42^\circ$, $D_f/B = 6/1 = 6$ dan dengan menganggap $S/B = 0,20$, maka $B_k = 370$ (lihat Gambar 3.3). Kapasitas dukung ultimit kaison:

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_s$$

Dari Persamaan (3.3), tahanan ujung pada penurunan $S/B = 0.20$ ($S = 0,20$ m dan $B = 1$ m, maka $S = 0,2 \times 1 = 0,2$ m = 20 cm).

$$q_a = \gamma B (B_k) = 19 \times 1 \times 370 = 7030 \text{ kN/m}^2$$

Dengan memperhatikan proporsinya, untuk penurunan $1'' = 2,54$ cm, maka $q_a = 7030 \times 2,54/20 = 892 \text{ kN/m}^2$.

Tahanan gesek dinding kaison: $Q_s = A_s K_o p_o' \text{ tg } \delta$

Jika diambil $K_d = K_o = 1 - \sin \varphi$ (Jaky, 1944)

$$K_o = 1 - \sin 42^\circ = 0,33$$

$$\bar{p}_o' = 6 \times 19 = 114 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi B D = \pi \times 1 \times 6 = 18,85 \text{ m}^2$$

$$A_b = \frac{1}{4} \pi B^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 = 0,785 \text{ m}^2$$

$$Q_s = A_s K_d \bar{p}_o' \text{ tg } \delta \text{ (dianggap dinding tiang bor sangat kasar } \delta = \varphi)$$

$$= 18,85 \times 0,33 \times \frac{1}{2} (0 + 114) \times \text{tg } 42^\circ = 319,6 \text{ kN}$$

$$\text{Berat sendiri kaison} = 0,25 \times \pi \times 1^2 \times 6 \times 25 = 117,8 \text{ kN}$$

Karena persamaan Berezantsev sudah merupakan tahanan ujung yang diijinkan, maka:

$$Q_a = q_a A_b + (1/F) (Q_s - W_s)$$

$$= 892 \times 0,785 + (1/2,5) (319,6 - 117,8)$$

$$= 780,9 \text{ kN}$$

Bila tahanan gesek dinding kaison diabaikan, maka $Q_a = 700 \text{ kN}$.

Contoh soal 3.2:

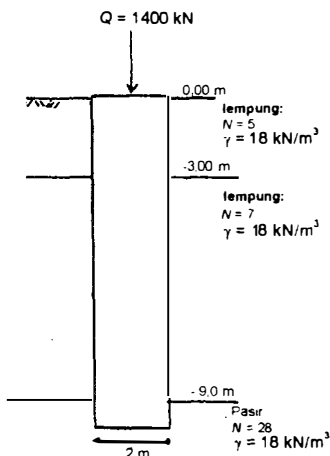
Kaison bor dipasang dalam tanah lempung yang didasari oleh tanah pasir. Data kedalaman, jenis tanah dan nilai-nilai N -SPT (telah dikoreksi), adalah sebagai berikut:

- 0 - 3 m, lempung, N rata-rata 5;
- 3 - 9 m, lempung, N rata-rata 7;
- 9 - 20 m, pasir, N rata-rata 28.

Berat volume tanah pasir $1,83 \text{ t/m}^3$ (18 kN/m^3).

Bila beban bangunan pada kaisan adalah 1400 kN , berapa kedalaman dan diameter kaisan yang memenuhi, bila penurunan maksimum 1'?

Penyelesaian:



Gambar C3.1.

Dengan melibatkan nilai N pada tanah lempung, maka tanah ini termasuk berkonsistensi sedang, dengan q_u , antara $55 - 110 \text{ kN/m}^2$. Untuk hitungan kapasitas dukung lebih baik jika tahanan gesek pada tanah lempung diabaikan

Dari mempertimbangkan jenis tanah dan variasi nilai N , dicoba kaisan dengan $B = 2 \text{ m}$ dan kedalaman $D_f = 10 \text{ m}$.

Dengan $N = 28$, dari **Gambar 3.13**, maka $\phi = 35^\circ$.

Dari **Gambar 3.3**, $S/B = 0,20$ atau $S = 0,2 \times 200 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$, dan $D_f/B = 10/2 = 5$, diperoleh $B_k = 150$.

$$q_a = \gamma B (B_k) = 18 \times 2 \times 150 = 5400 \text{ kNm}^2$$

Untuk penurunan $1'' = 2,54 \text{ cm}$, maka

$$q_a = (2,54 \times 5400)/40 = 343 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_a = A_b q_a = \frac{1}{4} \times \pi \times 2^2 \times 343$$

$$= 1077,6 \text{ kN} < 1400 \text{ kN (tidak memenuhi)}$$

Kedalaman diperbesar menjadi 13 m.

$$D/B = 13/2 = 6,5. \text{ Dari Gambar 3.3, } B_k = 200$$

$$q_a = \gamma B (B_k) = 18 \times 2 \times 200 = 7200 \text{ kN/m}^2$$

Untuk penurunan 1",

$$q_a = (2,54 \times 7200)/40 = 457,2 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_a = \frac{1}{4} \times \pi \times 22 \times 457,2 = 1436,3 \text{ kN} > 1400 \text{ kN (OK!)}$$

Jadi, dapat digunakan diameter tiang 2 m dan panjang tiang 13 m. Berat fondasi kaison sebaiknya tidak terlalu melebihi berat tanah digali.

Contoh soal 3.3:

Fondasi sumuran (kaison) dipasang dalam tanah lempung jenuh dengan kondisi lapisan sebagai berikut:

0 - 10 m, lempung lunak, $c_u = 50 \text{ kPa}$, $\phi_u = 0^\circ$.

10 - 15 m, lempung sangat kaku, $c_u = 200 \text{ kPa}$, $\phi_u = 0^\circ$.

Bila dasar kaison dengan diameter 1,2 m diletakkan pada kedalaman 10 m, berapa kapasitas dukung ultimit netto? Berat sendiri kaison $W_s = 270 \text{ kN}$.

Penyelesaian:

$$\text{Luas dasar kaison : } A_b = \frac{1}{4} \pi 1,2^2 = 1,13 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas selimut kaison : } A_s = \pi \times 1,2 \times 10 = 37,7 \text{ m}^2$$

$$D/B = 10/1,2 = 8,33, \text{ dari Tabel 3.1, } N_c = 9$$

Kapasitas dukung ultimit netto bila tahanan gesek dinding tidak diabaikan:

$$Q_u = A_b (cN_c + Df\gamma) + a_d c_u A_s - W_s$$

$$= 1,13 (200 \times 9 + 10 \times 20) + 0,45 \times 50 \times 37,7 - 270 = 2838,3 \text{ kN}$$

3.3 Kaison

Macam-macam kaison dapat dibagi menurut cara pembuatannya, yaitu:

1. Kaison terbuka (*open caisson*)
2. Kaison pneumatik (*pneumatic caisson*)

3. Kaison apung (*floating caisson*)

Pekerjaan pembuatan kaison memerlukan banyak alat-alat berat. Dalam tiap-tiap pelaksanaan sering ditemui masalah-masalah umum dan yang tidak biasa dilakukan. Berikut ini akan dipelajari cara pelaksanaan pekerjaan pembuatan kaison yang sering dilakukan.

3.3.1 Kaison Terbuka

Kaison terbuka adalah kaison yang terbuka pada ujung atas dan bawahnya selama pelaksanaan pembuatannya (**Gambar 3.4**). Kaison dibanamkan dengan memanfaatkan beratnya sendiri, bersama-sama dengan penggalian tanah. Ketika pembenaman sedang berjalan, dilaksanakan pula pemasangan kaison selanjutnya. Ketika pembenaman kaison mencapai tanah keras yang diinginkan, dasar kaison ditutup dengan beton. Pada kaison terbuka, penutupan dilakukan di bawah muka air (jika tanah dipengaruhi air). Jika tanah dasar sangat keras, penggalian dilakukan dengan cara peledakkan (*blasting*).

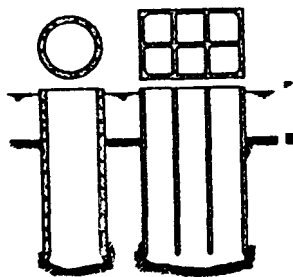
Pada penggalian tanah untuk kaison terbuka yang umumnya dilakukan dengan cara pengerukan, volume tanah yang tergali akan selalu melebihi volume kaison yang terpasang. Hal ini, disebabkan oleh dinding galian tanah yang bergerak ke dalam galian.

Keuntungan kaison terbuka:

- (1) Dapat mencapai kedalaman yang besar.
- (2) Biaya pembuatan relatif rendah.

Kerugian kaison terbuka:

- (1) Dasar kaison tidak dapat diperiksa dan dibersihkan.
- (2) Kualitas beton penutup dasar yang dicor dalam air tidak bagus.
- (3) Penggalian pada tanah yang berbatu sangat sulit.



Gambar 3.4 Kaison terbuka.

3.3.2 Kaison Pneumatik

Kaison pneumatik (*pneumatic caisson*), merupakan kaison yang tertutup. Penggalian tanah dilakukan dengan mengalirkan udara bertekanan ke dalam ruang kerja untuk penggalian. Dengan cara ini penggalian dan pengecoran beton ke dalam sumuran dilakukan dalam kondisi kering.

Bentuk tubuh kaison pneumatik hampir sama seperti kaison terbuka, bedanya hanya pada bagian ruang kerja di bawah. Penggalian dilakukan pada ruang kerja yang diberi tekanan udara yang sama dengan tekanan air tanah untuk mencegah aliran air masuk ke ruang kerja (**Gambar 3.5**). Pintu udara, kecuali dipakai untuk jalan keluar-masuk pekerja juga untuk mengeluarkan tanah galian. Untuk kaison yang besar dapat dipakai 2 pintu udara, yang pertama untuk galian sedang yang kedua untuk keluar-masuk pekerja. Ruang kerja diisi dengan beton pada waktu dasar kaison telah mencapai kedalaman yang dikehendaki.

Keuntungan kaison pneumatik:

1. Pelaksanaan dalam kondisi kering.
2. Karena pengecoran beton dalam kondisi kering, kualitas beton dapat seperti yang diharapkan.
3. Batu-batuan besar dapat dibongkar pada waktu penggalian untuk membenamkan kaison.

Kerugian kaison pneumatik:

1. Penggalian dengan tekanan udara membuat biaya pelaksanaan tinggi.
2. Kedalaman penetrasi di bawah air terbatas sampai kedalaman 40 m.

3.3.3 Kaison Apung

Kaison apung merupakan kaison yang tertutup pada dasarnya. Kaison tipe ini dibuat dari beton bertulang yang dicetak di daratan dan peletakkannya dilakukan dengan mengapungkan kaison tersebut setelah beton mengeras (**Gambar 3.6**). Pembenaman kaison ke dalam air atau tanah terendam air, dengan cara mengisikan pasir, kerikil, beton atau air ke dalamnya. Permukaan air harus diperhitungkan selalu berada pada beberapa meter di bawah puncak kaison untuk mencegah air masuk ke dalamnya. Stabilitas pengapungan dapat dirancang menurut prinsip-prinsip hidrolika.

Keuntungan kaison apung:

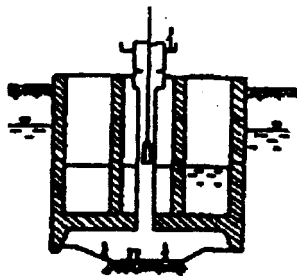
- (1) Biaya pelaksanaan rendah.
- (2) Dapat digunakan bila pembuatan tipe kaison yang lain tidak memungkinkan.

Kerugian kaison apung:

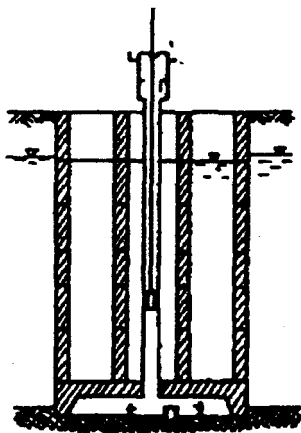
- (1) Tanah dasar harus digali atau ditimbun sampai elevasi yang diinginkan.
- (2) Tipe ini hanya cocok bila tanah fondasi berada di dekat permukaan tanah. Penggalan tanah yang terlalu dalam mahal, karena tanah jenuh cenderung longsor ke dalam lubang galian.
- (3) Tanah pendukung sering tidak padat.



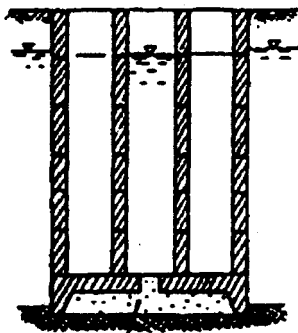
(a) Membuat ruang kerja



(b) Menenggelamkan kaison pneumatik



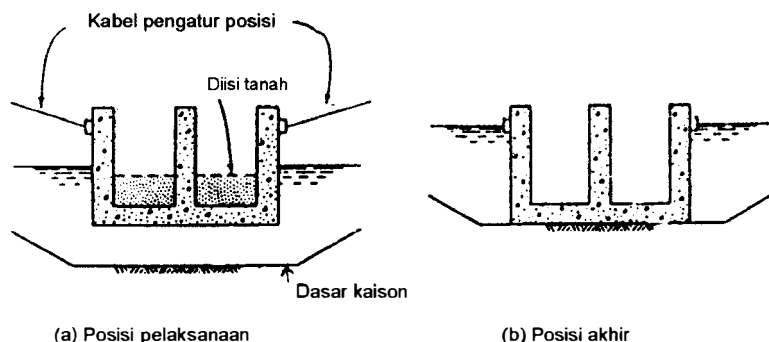
(c) Dasar kaison pneumatik telah mencapai tanah pendukung



Ditutup beton

(d) Ruang kerja dicor beton.

Gambar 3.5 Kaison pneumatik



Gambar 3.6 Fondasi kaison apung penempatan pada posisi akhir.

3.3.4 Perancangan Kaison

Perancangan fondasi kaison umumnya harus dilakukan dengan memper-
 timbangkan cara kerja pelaksanaan dan kondisi lapangan. Selama periode
 pelaksanaan, perubahan-perubahan sering harus dilakukan untuk menyesai-
 kan hasil rancangan dengan kondisi lapangan.

3.3.4.1 Kapasitas Dukung

Dasar kaison umumnya diusahakan agar bertumpu pada lapisan pasir
 padat, lempung keras atau lapisan batu, dan harus tidak ditumpu oleh lapisan
 lunak atau batuan lapuk. Hitungan kapasitas fondasi kaison dapat dilakukan
 dengan cara yang sama seperti hitungan kapasitas dukung kaison bor. Pada
 hitungan, tahanan gesek dinding sering diabaikan.

3.3.4.2 Gesekan Dinding

Jika memungkinkan, kaison sebaiknya dirancang mempunyai berat yang
 cukup untuk menanggulangi gesek permukaan yang timbul selama pema-
 sangan. Karena itu, evaluasi gesekan dinding kaison dengan tanah di seki-
 tarnya perlu diperhitungkan dengan cermat.

Nilai gesekan dinding bervariasi pada tiap-tiap jenis tanah. Umumnya,
 untuk mereduksi gesekan dinding dilakukan pelumasan dinding kaison, yaitu
 dengan menyemprotkan air ke dalam lubang di sela-sela antara tanah dan
 dinding kaison. Pengalaman menunjukkan usaha mengurangi gesekan
 dinding dengan cara memperbesar diameter dasar kaison tidak memberikan
 hasil yang memuaskan. Gesekan dinding total bergantung pada banyak
 faktor, termasuk bentuk dasar fondasi kaison, diameter, dan cara penggalian

lubangnya. Dalam perhitungan, Teng (1962) menyarankan agar menggunakan faktor gesek dinding dari Terzaghi dan Peck (1948) dalam **Tabel 3.3**.

Tabel 3.3 Faktor gesekan dinding (f_s) untuk berbagai jenis tanah (Terzaghi, 1943)

Jenis tanah	Faktor gesekan dinding (f_s) (kg/cm ²)
Lanau dan lempung lunak	0,07 – 0,30
Lempung sangat kaku	0,49 – 1,95
Pasir tidak padat	0,12 – 0,37
Pasir padat	0,34 – 0,68
Kerikil padat	0,49 – 0,98

Untuk mempermudah pemasangan kaison, maka sebaiknya tahanan geser dinding harus sama dengan berat kaison. Karena itu, jika kaison berbentuk silinder, maka:

$$\frac{1}{4} \pi (D^2 - d^2) H \gamma_{\text{beton}} = f_s \pi D H \quad (3.5a)$$

Faktor gesekan dinding:

$$f_s = \frac{\gamma_{\text{beton}}(D^2 - d^2)}{4D} \quad (3.5b)$$

dengan

- f_s = faktor gesekan dinding (kN/m²)
- γ_{beton} = berat volume beton (kN/m³)
- D = diameter luar kaison (m)
- d = diameter dalam kaison (m)
- H = kedalaman penetrasi (m)

3.3.4.3 Pembebanan

Kaison harus menahan beban-beban yang bersifat permanen dan sementara.

(a) Beban permanen

Beban permanen adalah beban vertikal dan lateral maksimum yang bekerja pada kaison setelah pembebanan sampai di tempatnya. Beban permanen meliputi:

- (1) Beban vertikal termasuk beban bangunan atas, berat kaison dikurangi gaya ke atas oleh air. Gaya tekanan air ke atas ditentukan berdasar muka air terendah. Beban vertikal total dianggap didukung sepenuhnya oleh

tahanan tanah dasar kaison, untuk kaison dengan kedalaman yang dangkal, walaupun sebenarnya sebagian dari beban akan didukung oleh tahanan gesek dindingnya. Pada kaison yang dalam, perancangan umumnya dilakukan dengan menganggap bahwa setengah dari tahanan gesek dinding akan aktif mendukung beban. Gaya gesek dinding harus dihitung berdasar kondisi kritis, yaitu dengan mempertimbangkan kedalaman kritis kaison pada waktu tanah tergerus dan kedudukan muka air tanah terletak pada dasar kaison. Perlu diingat bahwa tekanan air akan mereduksi tekanan vertikal.

- (2) Beban lateral, termasuk beban angin pada struktur atas, beban kendaraan di atas jembatan, gaya benturan gelombang dan sebagainya. Pada daerah yang dipengaruhi gempa bumi, beban angin digantikan dengan beban gempa (Teng, 1962).
- (3) Gaya-gaya lateral termasuk tekanan-tekanan tanah dan air. Tekanan tanah umumnya diambil dalam kondisi aktif. Kombinasi tekanan air dan tanah diperhitungkan pada kondisi di mana tekanan mencapai maksimum.

(b) Beban sementara

Kaison banyak dipengaruhi gaya-gaya yang timbul pada periode pelaksanaan, yang umumnya bersifat sementara. Beban-bekan sementara dapat terjadi oleh hal-hal sebagai berikut:

1. Kaison tergantung di dekat ujung atas. Dengan demikian bagian bawah dipengaruhi oleh tarikan. Kaison harus kuat menahan berat bagian bawahnya.
2. Kaison didukung hanya pada kedua bagian ujung-ujungnya saja.
3. Kaison dipengaruhi oleh gaya tekanan tanah yang tidak seimbang.
4. Kaison dapat jatuh secara tiba-tiba pada waktu pembebanan.

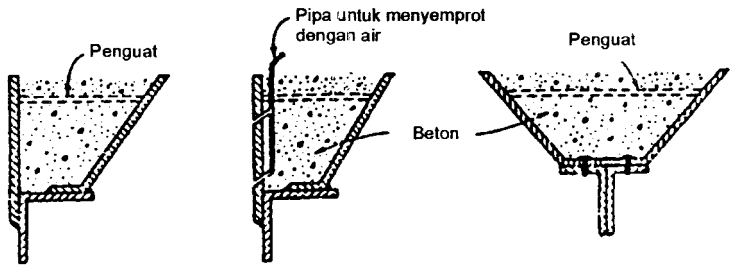
3.3.5 Beton Penutup Dasar

Ketika kaison telah dibenamkan sampai mencapai lapisan pendukungnya, beton dicor untuk menutup dasar kaison. Penutup ini merupakan dasar dari kaison. Untuk kaison terbuka, pengecoran beton penutup dilakukan sampai beberapa puluh sentimeter dari ujung bawahnya. Sedang pada kaison pneumatik, pengecoran beton penutup dilakukan sampai menutup ruang kerja.

Selama periode pelaksanaan, penutup beton berfungsi untuk mencegah masuknya air pada waktu pengecoran beton di atasnya.

3.3.6 Tepi Pemotong

Kaki kaisan, kecuali pada kaisan persegi yang akan dibenamkan dalam air, umumnya dibentuk meruncing untuk memudahkan pembedakan. Bagian meruncing ini disebut tepi pemotong (*cutting edge*). Untuk itu, ujung bawah kaisan dipasang pelat-pelat baja seperti yang terlihat pada **Gambar 3.7**. Pada gambar ini diperlihatkan pula saluran penyemprot air yang digunakan pada waktu pekerjaan pembedakan kaisan.



Gambar 3.7 Tepi pemotong pada ujung bawah kaisan (Bowles, 1977).

3.3.7 Penyemprotan pada Pemasangan

Dalam pemasangan kaisan, untuk mempermudah pembedakan, dinding luar kaisan kadang-kadang dilapisi dengan lapisan pelumas atau sistem penyemprot digunakan. Pipa-pipa penyemprot berdiameter 3,5 - 5,0 cm dipasang miring tepat di atas bagian pemotong bawah (lihat **Gambar 3.7**). Penyemprot dipasang sedemikian rupa agar pembedakan selalu vertikal.

3.3.8 Penyimpangan Posisi Kaisan

Kaisan sangat jarang terbenam pada kondisi yang benar-benar lurus atau pada posisi sebenarnya. Biasanya penyimpangan yang tidak begitu besar masih ditoleransikan. Untuk kaisan dalam, lokasi nyata mungkin bisa meleset sampai beberapa puluh sentimeter. Hal yang perlu dijaga adalah agar pada waktu pembedakan, kaisan benar-benar pada posisi vertikal.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J.E., *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., Tokyo, Japan 1996.
- Broms, B., *The lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils*, Journal of the Soil Mechanics Divisions, ASCE, Vol. 90, No. SM3, pp.27-63, 1964.
- Broms, B., *The lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils*, Journal of the Soil Mechanics Divisions, ASCE, Vol. 90, No. SM2, pp.123-156, 1964.
- Broms, B., *Settlement on Pile Group*, 5th PSC, ASCE, Vol. 3, pp.181-199, 1972.
- Cernica, J.N., *Geotechnical Engineering: Soil Mechanics*, John Wiley and Son, Inc., Canada, 1995.
- Cernica, J.N., *Geotechnical Engineering: Foundation Design*, John Wiley and Son, Inc., Canada, 1995.
- Chellis, R. D., *Pile Foundations*, McGraw Hill Book Company, New York, 1961.
- Coduto, P.D., *Foundation Design Principles and Practices*, Prentice-Hall Inc., New Jersey, 1994.
- Coyle, H.M., and Reese, *Load Transfer of Axially loaded Pile in Clay*, JSMFD, ASCE, Vol. 92, SM2, March, pp.1-26, 1966.
- Cooke, R.W., & Whitaker, T., *Experiment on Model Piles with Enlarged Base*, Geotechnique, Vol. 11, no.1, March. Pp.1-13, 1961.
- Hardiyatmo, H.C., *Mekanika Tanah II*, Gama Press, Yogyakarta, 2003.
- Hardiyatmo, H.C., *Teknik Fondasi I*, Beta Offset, Yogyakarta, 2003.
- Koerner, R. M., *Construction and Geotechnical Methods in Foundation Engineering*, Mc-Graw-Hill, Inc., 1984.
- Leonard, G.A., *Foundation Engineering*, McGraw-Hill, New York, 1962.
- Meyerhof, G.G., *Some Recent Reasearch on The Ultimate Bearing Capacity of Foundation*, Journal Canadian Geotechnique, vol.1, 1963.
- Perloff, W.H. dan Baron, W., *Soil Mechanics-Principles and Applications*, The Ronald Press Company, New York, 1976.
- Poulos, H. G. & Davis, E.H, *The Settlement Behavior of Single Axially Loaded Incompressible Piles and Piers*, , Geotechnique, Vol. 18, no.3, 1968.

- Poulos, H. G. & Davis, E.H, *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons, New York, 1980.
- Poulos, H. G, *Behavior of Laterally Loaded Piles. Single Piles*, ASCE J. Soil Mechanics Foundation Divisions, Vol. 97, 1971.
- Punmia, B.C., *Soil Mechanics and Foundation*, Standard Book House Delhi , 6 th Ed, 1981.
- Reese, L.C., & Matlock, H., *Non Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proporsional to Depth*, Proc. Of The 8 th Texas Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, Texas, pp.1 –41,1956.
- Reese, L.C., & Van Impe, W.F, *Single Piles and Pile Groups Under Latexal Loading*, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 2001.
- Skempton, A. W., *The Bearing Capacity of Clays*, Proc. Build. Res. Congres, London, England, 1951.
- Tavenas, F.A, *Load Tests Results on Friction Piles in sand*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 8, no.1, pp.7 – 22, 1971.
- Teng, W. C., *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1962.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B., S, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2 nd. Ed. John Wiley and Sons, New York, 1967.
- Terzaghi, K., *Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction*, Geotechnique, Vol.5., No.4, pp.297 – 326, 1955.
- Tomlinson, M.J., *Some effect on Pile Driving on Skin Ftriction*, Proceeding ICE Conference Behavior of Piles, London, pp. 107-114,1971.
- Tomlinson, M.J., *Pile Design and Construction Practice*, The Garden City Press Limited, Lechworth, Hertfordshire SG6 1JS, 1977.
- Tschebotarioff, G.P, *Foundation Retaining and Earth Structures*, Mc. Graw Hill Book Company, New York, 1973.
- Vesic, A.S, *Test on Instrumented Piles*, Ogeechee River Site, JSMFD, ASCE, vol. 96, SM2, March pp. 561-584, 1970.